



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

**NÁVRH JEDNODUCHÉ MOSTNÍ
KONSTRUKCE**

DESIGN OF THE SIMPLE SLAB BRIDGE

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Jiří Váša

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.

BRNO 2017



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Jiří Váša
Název	Návrh jednoduché mostní konstrukce
Vedoucí práce	doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
Datum zadání	30. 11. 2016
Datum odevzdání	26. 5. 2017

V Brně dne 30. 11. 2016

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Podklady:

Situace, geometrické zaměření, geotechnické poměry

Základní normy:

ČSN 736201: Projektování mostních objektů

ČSN 73 6214: Navrhování betonových mostních konstrukcí

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla

Literatura: na základě doporučení vedoucím práce

Zásady pro vypracování

Jako alternativu stávajícího mostního objektu o jednom poli zpracujte dvě až tři studie mostu včetně jejich zhodnocení.

Dále preferujte návrh monolitické deskové konstrukce z předpjatého betonu. Dimenzování proveďte podle EN v rozsahu stanoveném vedoucím práce.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Podklady, studie a vizualizace

P2. Přehledné a podrobné výkresy zvoleného návrhu mostu

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím práce)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x)

Popisný soubor závěrečné práce (1x)

Bakalářská práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě a pro ÚBZK 1x na CD.

Struktura bakalářské práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).

2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

Abstrakt

Tato práce se zabývá návrhem a posouzením mostu v obci Hladké Životice. Byly vypracovány tři varianty mostních konstrukcí. Pro posouzení byla vybrána varianta předepnuté deskové rámové konstrukce mostu o jednom poli. Výpočet účinků zatížení byl proveden v programu Scia Engineer. Posouzení je provedeno podle evropských norem.

Klíčová slova

mostní konstrukce, jedno pole, rámová konstrukce, desková konstrukce, předpjatý beton, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti

Abstract

This thesis deals with the design and assessment of the bridge in the village of Hladké Životice. Three variants of bridge constructions have been developed. For consideration was selected the variant of the pre-stressed bridge plate frame construction with one field. Calculation of load effects was performed in Scia Engineer. The assessment is carried out according to European standards.

Keywords

Bridge structures, one field, frame construction, plate construction, pre-stressed concrete, limit state of load capacity, limit state of us

Bibliografická citace VŠKP

Jiří Váša *Návrh jednoduché mostní konstrukce*. Brno, 2017. 33 s., 57 s. příl.
Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových
a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CS

Poděkování

Děkuji vedoucímu bakalářské práce doc. Ing. Ladislavu Klusáčkovi, CSc. za odborné vedení, cenné rady a připomínky a také za jeho trpělivost.

Také bych chtěl poděkovat své rodině za trpělivost a podporu při studiu.

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 25. 5. 2017

Jiří Váša
autor práce



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

NÁVRH JEDNODUCHÉ MOSTNÍ
KONSTRUKCE

DESIGN OF THE SIMPLE SLAB BRIDGE

TEXTOVÁ ČÁST

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Jiří Váša

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.

BRNO 2017

OBSAH

1. ÚVOD.....	4
2. PODKLADY	4
3. STUDIE NÁVRHU MOSTU.....	5
3.1. Varianta A.....	5
3.2. Varianta B.....	6
3.3. Varianta C	7
3.4. Volba variant	7
4. NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE.....	8
4.1. Nosná konstrukce	8
4.1.1. Základní parametry nosné konstrukce	8
4.1.1.1. Obdélníková deska.....	8
4.1.1.2. Stojky	8
4.2. Podélné uspořádání mostu	8
4.3. Příčné uspořádání mostu.....	9
4.4. Mostní svršek	10
4.4.1. Vozovka	10
4.4.2. Mostní římsy, záchytný systém.....	10
4.4.3. Spodní stavba a mostní závěr	11
4.4.4. Odvodnění.....	11
5. MODEL.....	11
6. ZATÍŽENÍ	12
6.1. ZATÍŽENÍ STÁLÉ	12
6.1.1. Vlastní tíha	12
6.1.2. Ostatní stálé zatížení	12
6.1.3. Zemní tlak.....	12
6.2. Zatížení proměnné	12
7. Tuhosti podpor.....	15
8. Vnitřní síly a kombinace.....	15
8.1. Kombinace pro mezní stav použitelnosti (MSP).....	15
8.2. Kombinace pro mezní stav únosnosti (MSÚ)	16
9. NÁVRH PŘEDPÍNCÍ VÝZTUŽE.....	16
9.1. Krytí předpínací výztuže	16
9.2. Materiálové charakteristiky	16
9.2.1. Beton.....	16
9.2.2. Předpínací výztuž	16
9.3. Trasování kabelů.....	17

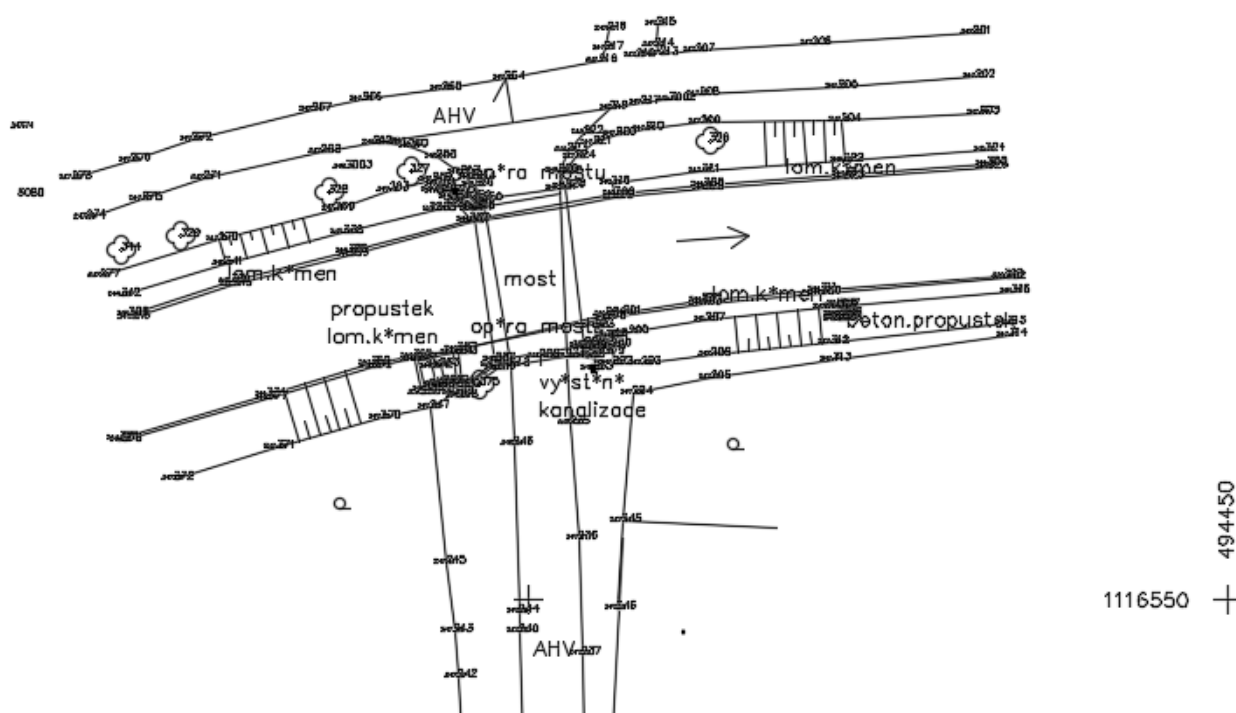
9.4.	Návrh předpínací síly a počtu kabelů	17
10.	ZMĚNY PŘEDPĚTÍ.....	18
11.	MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	19
11.1.	Omezení napětí	19
11.1.1.	Omezení napětí v betonu	19
11.2.	Omezení trhlin.....	21
11.3.	Omezení napětí ve výztuži	22
11.4.	Omezení přetvoření	22
11.5.	Mezní stav únosnosti (M+N).....	23
11.6.	Mezní stav únosnosti (v-posouvající síla).....	26
11.6.1.	Zjištění porušení/neporušení průřezu trhlinou	26
11.6.2.	Výpočet prvku neporušeného trhlinou.....	27
11.6.3.	Návrh smykové výztuže.....	27
12.	POSOUZENÍ KOTEV	27
13.	POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU NA STYKU ÚLOŽNÉHO PRAHU A DESKY ..	28
14.	NÁVRH VÝZTUŽE PRO ZACHYCENÍ PŘÍČNÝCH SIL V MÍSTĚ PŮDORYSNÉHO ZAKŘÍVENÍ KABELŮ.....	29
15.	ZÁVĚR.....	30

1. ÚVOD

Cílem této bakalářské práce je nahrazení stávajícího mostu v obci Hladké Životice, přemostující místní potok. Stávající most je nevyhovující zejména v jarním období, kdy dochází k tání a zvyšuje se hladina vody v korytě. Z tohoto důvodu byl při návrhu kladen velký důraz na zvětšení průtočného profilu. Převáděnou komunikací je místní komunikace o šířce 3,5 m. Most se nachází na okraji obce a není zde značný výskyt chodců, cyklistů, ani nadměrné dopravy. Byla vypracována studie tří návrhů mostů a z těchto návrhů byla vybrána varianta předepnuté, deskové, rámové konstrukce mostu o jednom poli. Rozpětí mostu je dáno primárně požadavkem na co největší průtočný profil, v případě zvolené varianty je $L=17,4$ m. Most je navržen na hranách oboustranných zářezů koryta potoku tak, aby co nejméně zasahoval do průtočného profilu. Mostní konstrukce je zatížena zvolenými modely zatížení dle ČSN EN-1991-2. Pro výpočty vnitřních sil byl využit program Scia Engineer.

2. PODKLADY

Vstupními podklady pro vypracování bylo zadané zaměření stávajícího stavu v okolí přemostění.



3. STUDIE NÁVRHU MOSTU

3.1. VARIANTA A

V této variantě je zvolen typ nosné konstrukce jako předepnutá deska konstantního průřezu po délce. Deska je uložena na úložných prazích, které byly záměrně umístěny až na hrany svahů tak, aby se maximálně uvolnil průtočný profil. Pomocí použití vrubového kloubu může být deska uvažována jako prostý nosník v podélném směru. Díky tomu, že jsou opěry realizovány velice krátké, je zde menší přetížení zemním tlakem. Pod opěrami bude zřízen betonový základ, pod kterým budou zhotoveny piloty až do hloubky únosné zeminy. K zajištění co největšího průtočného profilu bylo dosaženo již zmíněným usazením opěr na hrany svahů a také zvýšením výšky průtočného profilu, kterou omezuje maximální stoupání vozovky (12%).

Základní rozměry návrhu:

Délka mostu: 18,4 m

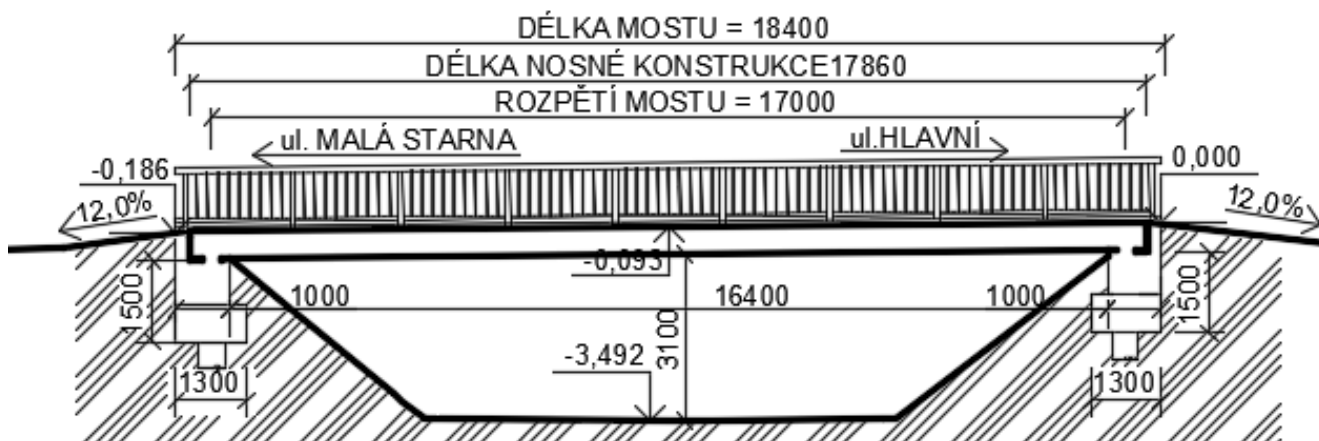
Rozpětí mostu: 17,0 m

Šířka mostu: 6,6 m

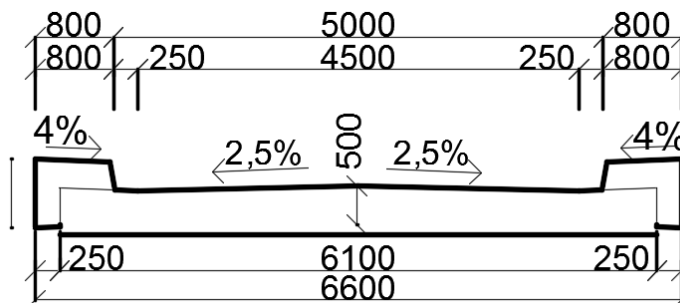
Průjezdná šířka: 4,5 m

Výška max. průtočného průřezu: 3,1 m

Výška desky: 0,5 m



Obrázek 2: Varianta A, podélný řez



Obrázek 3: varianta A, řez mostovkou

3.2. VARIANTA B

V této variantě je zvolen typ nosné konstrukce jako trámový most s dolní mostovkou. Konstrukce je tvořena dvěma trámy umístěnými u krajů mostu. Tyto trámy jsou předepruty a mezi nimi je provedena deska o tloušťce 300 mm. Deska musí být dostatečně a kvalitně vyztužena tak, aby bylo zaručeno spolupůsobení s nosníky. Trámy zároveň částečně tvoří zábradelní funkci. Nicméně pro dosažení požadované výšky zábradlí je nutno osadit zábradlí ještě na trámy. Uložení bude provedeno pomocí elastomerových ložisek. Dolní mostovka byla volena pro zajištění nejvyššího možného průtočného profilu. Stejně jako u varianty A je zde použit maximální sklon přilehlých vozovek ke zvýšení výšky průtočného profilu. Spodní stavba je provedena z úložného prahu usazeného na betonový základ, pod kterým budou vytvořeny pilotové základy až do únosné zeminy. U tohoto typu mostu je příliš pracné zřídit půdorysné rozšíření mostu tak jako u varianty A, proto je vozovka v místě napojení na ulici Malá strana výrazně upravena.

Základní rozměry návrhu:

Délka mostu: 18,34 m

Rozpětí mostu: 17,0 m

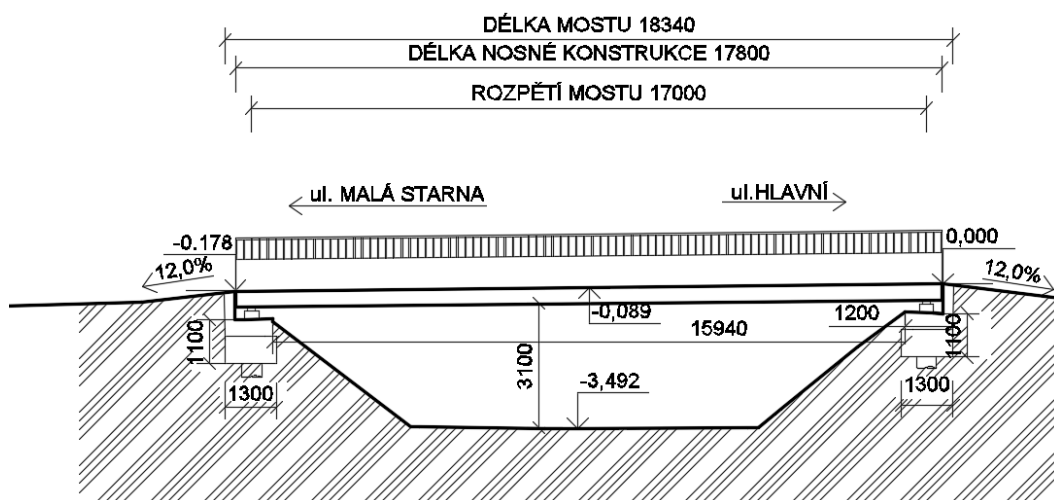
Šířka mostu: 6,2 m

Průjezdná šířka: 4,5 m

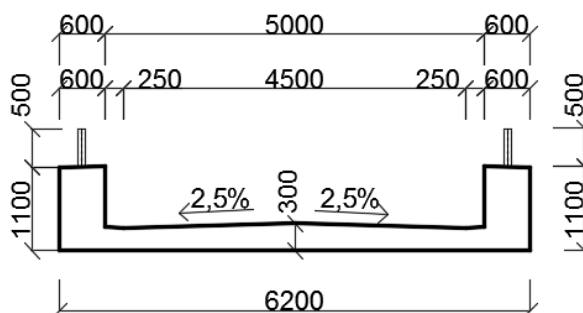
Výška max. průtočného průřezu: 3,1 m

Výška desky: 0,3 m

Rozměr trámu: 1,1x0,6 m



Obrázek 4: Varianta B, podélný řez



Obrázek 5: Varianta B, řez mostovkou

3.3. VARIANTA C

V této variantě je zvolen deskový, rámový, předepnutý most se zakřivenou střednicí. Konstrukce je tvořena tenkou deskou o tloušťce 400 mm rámově spojenou s úložným prahem po celé šířce mostu. Celá konstrukce je založena na pilotách hloubky 5 m, tedy do hloubky únosného podloží. Zakřivení konstrukce je provedeno tak, aby napojení na stávající komunikace probíhalo pod sklonem max. 12% a výškové úrovně napojení byly ve stejné rovině. Zakřivení je provedeno parabolou 2. stupně o vzepětí střednice $f = 423$ mm a délce $L = 17,4$ m. Předepnutí konstrukce je realizováno pouze v desce tak, aby co nejvíce vyrušilo účinky vlastní tíhy. Výhodou této konstrukce je velmi nízká výška desky při značném rozpětí. Důležité je při vyztužování dbát na řádné vyztužení rámových rohů. Další výhodou je, že zavedením zakřivené desky byla zvýšena výška průtočného profilu. Výhodu také představuje bezúdržbovost této konstrukce.

Základní rozměry návrhu:

Délka mostu: 18,4 m

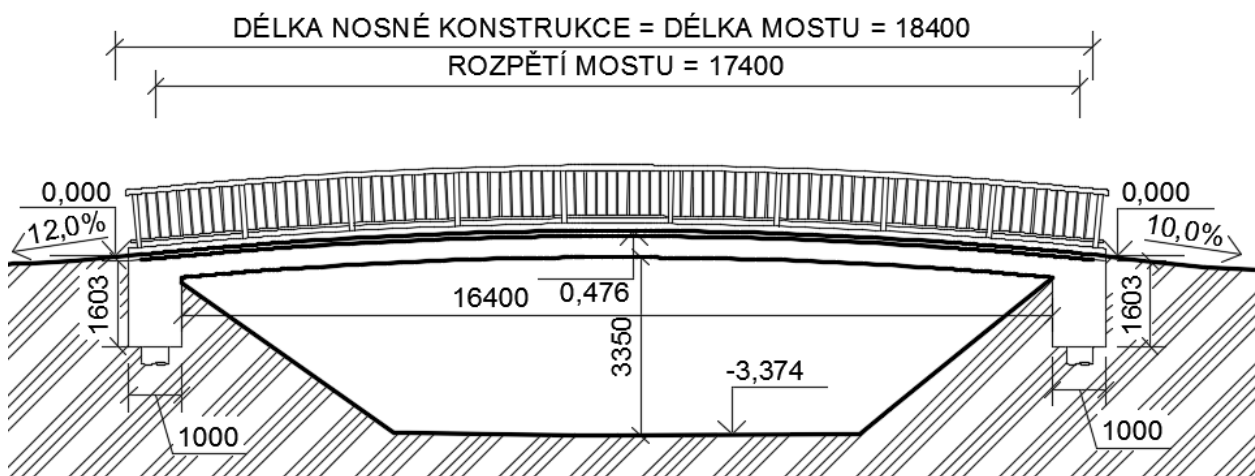
Rozpětí mostu: 17,4 m

Šířka mostu: 6,6 m

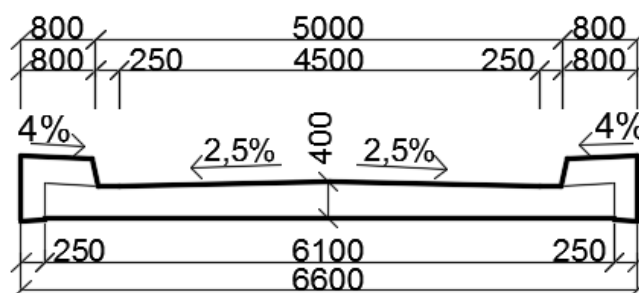
Průjezdná šířka: 4,5 m

Výška max. průtočného průřezu: 3,35 m

Výška desky: 0,4 m



Obrázek 6: Varianta C, podélný řez



Obrázek 7: Varianta C, řez mostovkou

3.4. VOLBA VARIANT

Jako výsledný návrh byla zvolena varianta C a to díky tomu, že umožňuje největší průtočný profil a bezproblémové půdorysné rozšíření mostu. Díky velice tenké desce působí velice esteticky a zapadá do okolního prostředí. Další výhodou je oproti variantě B bezúdržbovost konstrukce.

Přehledné výkresy variant je možné najít v příloze P1 - Podklady a varianty.

4. NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE

4.1. NOSNÁ KONSTRUKCE

Most přes potok je navržen jako desková, rámová konstrukce a dodatečně předepnutá. Jednotlivé nosné části mostu jsou tvořeny obdélníkovou předepnutou deskou o jednom poli se zakřivenou střednicí o vzepětí $f = 0,423$ m a délce $L = 17,4$ m, rámovými stojkami a hlubinnými základy (pilotami). Most se u levého břehu, symetricky půdorysně rozšiřuje (ve výpočtu toto rozšíření není uvažováno) z původní šířky desky 6,1 m až na šířku desky 10,65 m. Svislými nosnými prvky jsou železobetonové krátké stojky, které jsou podpírány pilotami o délce 5 m. Piloty jsou z hlediska statického působení uvažovány vetknuté do únosné zeminy. Deska a stojky společně tvoří rám. V místě napojení desky na stojku vznikají poměrně velké vnitřní síly. Oblast v hlavě stěny, respektive přípoje desky na stěnu, je nutno řádně vyztužit tak, aby nedocházelo ke vzniku trhlin a následné korozi výztuže. Deska je dimenzována na rozpětí $L = 17,4$ m.

Dalším nosným prvkem jsou stojky, které zároveň částečně slouží jako opěry. Stojky jsou navrženy v tloušťce 1,0 m a výšce $h = 1,45$ m ve střednici. Díky velkým ohybovým momentům v patě stěny by plošný základ nevyhověl na únosnost v základové půdě, a proto je nutné stěnu založit na hlubinných základech (pilotách).

4.1.1. Základní parametry nosné konstrukce

4.1.1.1. Obdélníková deska

Teoretické rozpětí desky:	17,4 m
Šířka desky:	10,65 m (u stojky 2) 6,1 m (u stojky 1)
Výška desky:	0,4 m

4.1.1.2. Stojky

Šířka stojek (úložného prahu):	6,1 m (stojka 1) 10,65 m (stojka 2)
Skutečná výška úložného prahu:	1,603 m
Tloušťka stěny:	1,0 m

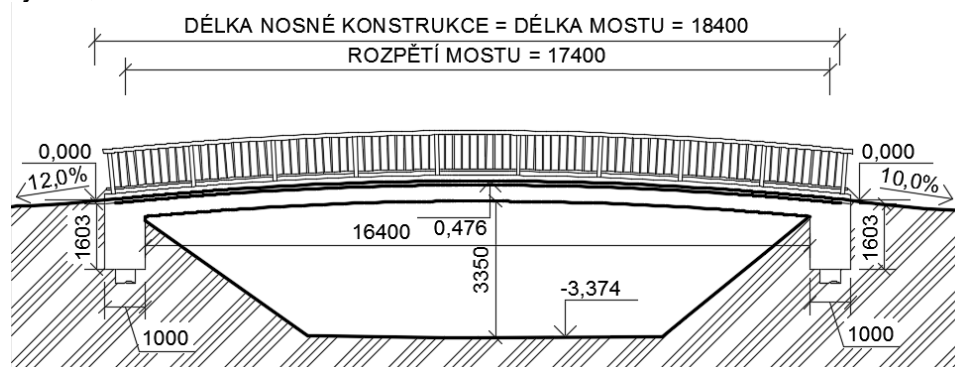
4.2. PODÉLNÉ USPOŘÁDÁNÍ MOSTU

Podélné uspořádání mostu je dáno členitostí terénu, šířkou vodoteče, napojením na stávající komunikace a provedením co největšího průtočného profilu kvůli přívalovým vodám vyskytujícím se zde hlavně v letních měsících.

V návrhu není uvažováno se stoletou hladinou vody v korytě řeky, protože je přímo navržen největší možný průtočný profil. Maximální průtočný profil je vytvořen pomocí největšího možného vzepětí konstrukce a také usazením stojek až na hrany svahů, přičemž se zohledňuje napojení na stávající komunikace v maximálním podélném sklonu 12%.

Z důvodu umístění stojek na hranu svahu nebylo nutno navrhnout mostní křídla.

Délka mostu je 18,4 m.



Obrázek 8: Podélné uspořádání mostu

4.3. PŘÍČNÉ USPOŘÁDÁNÍ MOSTU

Příčné uspořádání mostu bylo zvoleno na základě převáděné místní komunikace o přibližné šířce 3,5 m a zároveň bylo navrženo rozšíření mostu pro napojení na ulici Malá strana.

Deska je navržena jako obdélníková s příčnými sklony 2,5%. Podél říms jsou navrženy odvodňovací proužky o šířce 0,25 m.

Podélné odvodnění je zajištěno odvodňovacími proužky, které kopírují podélný tvar desky.

Podélné odvodnění je tedy prováděno na obě strany mostu. Sklon desky pod římsou je 4% ke komunikaci.

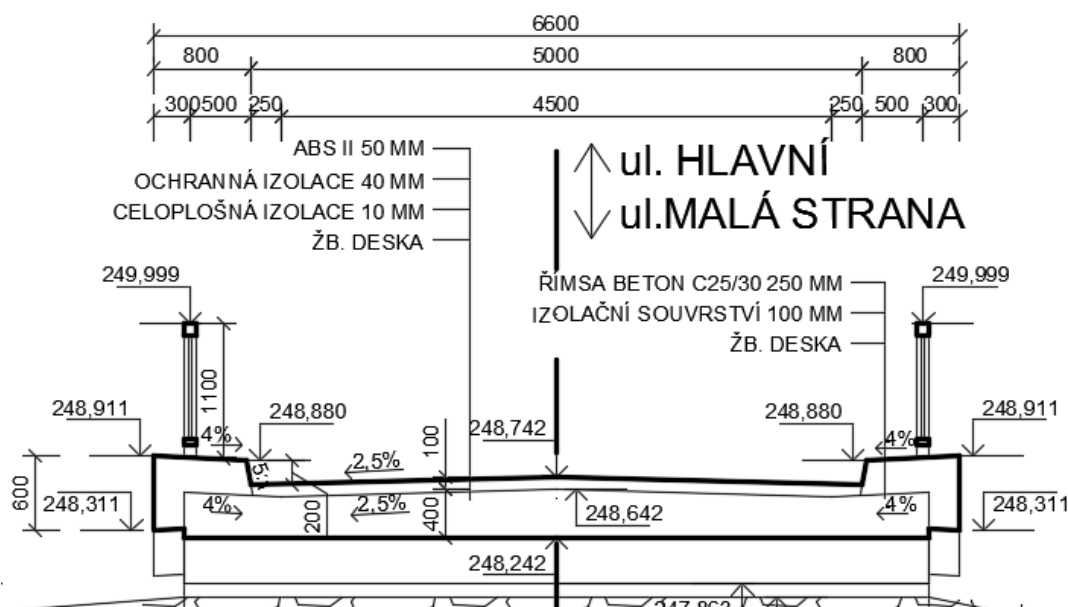
Šířka desky je navržena 6,1 m. Na konci rozšíření je šířka desky 10,65 m (s tímto rozšířením není uvažováno ve výpočtu, ve výpočtu je uvažována konstantní šířka 6,1 m).

Průjezdová šířka bez odvodňovacích proužků činí 4,5 m. Doprava na mostě je uvažována v jednom pruhu obousměrně, z důvodu malého dopravního zatížení.

Deska má po délce konstantní šířku 0,4 m.

Z důvodu nízkého provozu pěších a vzhledem k faktu, že na most nenavazují komunikace pro pěší, není na mostě navržen chodník.

Šířka nosné konstrukce:	6,1 m
Šířka mostu:	6,6 m
Šířka mezi zábradlím:	6,0 m
Volná šířka na mostě:	5,0 m
Šířka říms:	0,8 m
Přesah říms:	0,25 m



Obrázek 9: Příčné uspořádání mostu

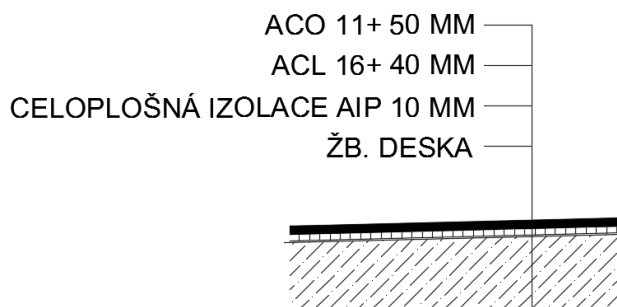
4.4. MOSTNÍ SVRŠEK

4.4.1. Vozovka

Vícevrstvá konstrukce umístěná na horním povrchu mostovky, která umožňuje plynulou a bezpečnou jízdu a zároveň přenáší zatížení do nosné konstrukce. Další vlastností svršku je ochrana nosné konstrukce před klimatickými a chemickými vlivy.

Vozovka je navržena z netuhého krytu (obrusné a ložní vrstvy) a izolačního systému.

Obrusná vrstva je tvořena z ACO 11+ tloušťky 50 mm, ložní vrstva ACL 16+ tloušťky 40 mm, asfaltové izolační pásy AIP tloušťky 10mm. Celková tloušťka vozovky je 100 mm.

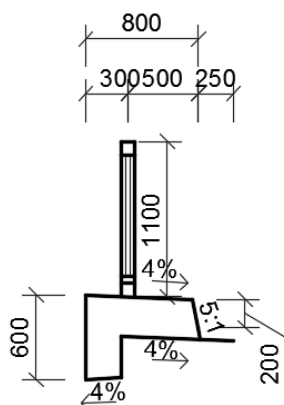


Obrázek 10: Skladba vozovky

4.4.2. Mostní římsy, záchytný systém

Mostní římsy jsou navrženy jako monolitické z betonu stejné kvality jako nosná konstrukce C45/55. Římsy jsou tvořeny po zhotovení a předepnutí konstrukce. Římsa zde slouží k vymezení dopravního prostoru jako odrazný obrubník a k umístění bezpečnostního zábradlí. Na mostě jsou navrženy římsy o šířce 800 mm, výšce 600 mm a přesahem přes desku o 250 mm. Příčné sklony římsy jsou 4% směrem ke komunikaci a dolní hrana římsy přesahující desku má sklon 4% od komunikace. Hrana římsy nad vozovkou je ve výšce 200 mm a sklon hrany je 5:1.

Záchytný systém při tak nízkém provozu a předpokladu, že na mostě není možno dosáhnout vyšší rychlosti než 60 km/h, bylo zvoleno pouze ocelové zábradlí ve výšce 1100 mm nad římsou.



Obrázek 11: Římsa

4.4.3. Spodní stavba a mostní závěr

Jako základ pod stojkami byly zvoleny velkopřůměrové piloty hloubeny metodou CFA. Piloty jsou provedeny až do únosného podloží, které se předpokládá 5 m pod terénem. Piloty jsou zvoleny o průměru 500 mm a podpírají přímo stojku rámového mostu. Piloty jsou navrženy z betonu C25/30 s vloženou výztuží. Piloty nebyly posuzovány ve statickém výpočtu.

Mostní závěr není u rámové konstrukce nutný, protože díky velké tuhosti rámu nedochází k velkým dilatacím, ale pouze se zvýší napětí v různých částech rámové konstrukce.

4.4.4. Odvodnění

Odvodnění mostu je zajištěno pomocí příčného a podélného sklonu vozovky. Povrch říms je ve sklonu 4% dovnitř vozovky. Rub opěry je odvodněn drenážním žebrem. Drenážní trubka o průměru 150 mm je umístěna na betonovém bloku o výšce 300 mm a to proto, aby bylo možné zavést izolaci stojky 300 mm pod utěsnění. Utěsnění výkopu je provedeno pomocí geomembrány ve sklonu 1,5% k drenážní trubce. Drenážní trubka odvádí svým sklonem 3% vodu na jednu stranu do zpevněného koryta vodoteče.

5. MODEL

Pro výpočet ani posouzení není uvažováno půdorysné rozšíření mostu.

Pro výpočet účinků zatížení byl zvolen prutový model výseku jednoho metru desky a stojky a jedné piloty na obou stranách.

Deska je vytvořena pomocí střednice zakřivené parabolou 2° o vzezpetí $f = 0,423$ m a délce $L = 17,4$ m.

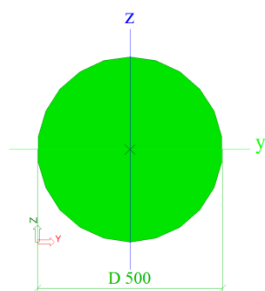
Stojka je vytvořena jako krátký prut o délce střednice 1,45 m.

Piloty jsou simulovány prutem spojeným se stojkou o délce 5 m. Na konci pilot je uvažováno vetknutí. Po délce pilot jsou namodelovány pružné podpory simulující poddajnost okolní zeminy. Pružné podpory jsou umístěny po jednom metru od uvažovaného vetknutí pilot.

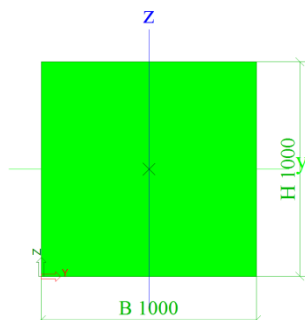
Poslední třetí pružina je umístěna na styku prutů piloty a stojky. Pružiny nejsou modelovány na stojce, protože se předpokládá jako tuhá.

Průřezy jednotlivých částí:

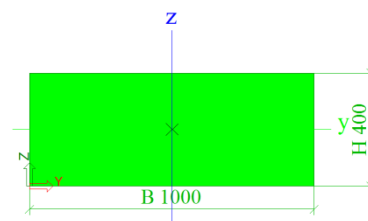
1) průřez piloty



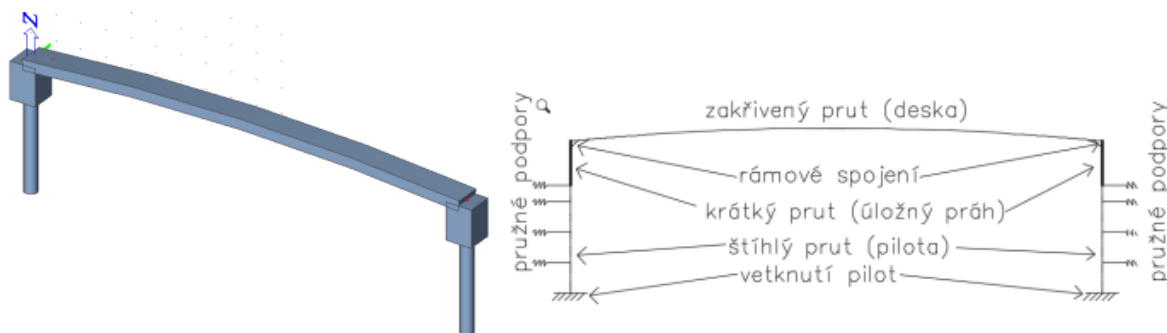
2) průřez stojky



3) průřez desky



Obrázek 12: Průřezy částí mostu



Obrázek 13: Model konstrukce a jeho popis

6. ZATÍŽENÍ

6.1. ZATÍŽENÍ STÁLÉ

Stále zatížení bylo uvažováno jako vlastní tíha, ostatní stálé zatížení, zatížení od zemního tlaku.

6.1.1. Vlastní tíha

Vlastní tíha byla spočtena na jednotlivých prvcích zvlášť. Pro desku bylo spočteno spojitě zatížení o velikosti 9,217 kN/m. Pro pilotu byla spočtena zatěžovací síla o velikosti 17,43 kN. Tíha úložného prahu (stojky) byl stanovena jako zatěžovací síla o velikosti 36,25 kN.

6.1.2. Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení bylo spočteno z tíhy říms, vozovky a zábradlí. Toto zatížení bylo sečteno a následně přepočteno tak, aby působilo jako spojitě zatížení po celé délce mostu.

6.1.3. Zemní tlak

Zemní tlak uvažujeme pouze na úložný práh. Na piloty ho neuvažujeme, protože předpokládáme vyrovnání tlaků z obou stran.

Zemina byla zvolena jako velmi ulehlé písky.

Byla vypočtena hodnota trojúhelníkového zatížení působící na úložný práh.

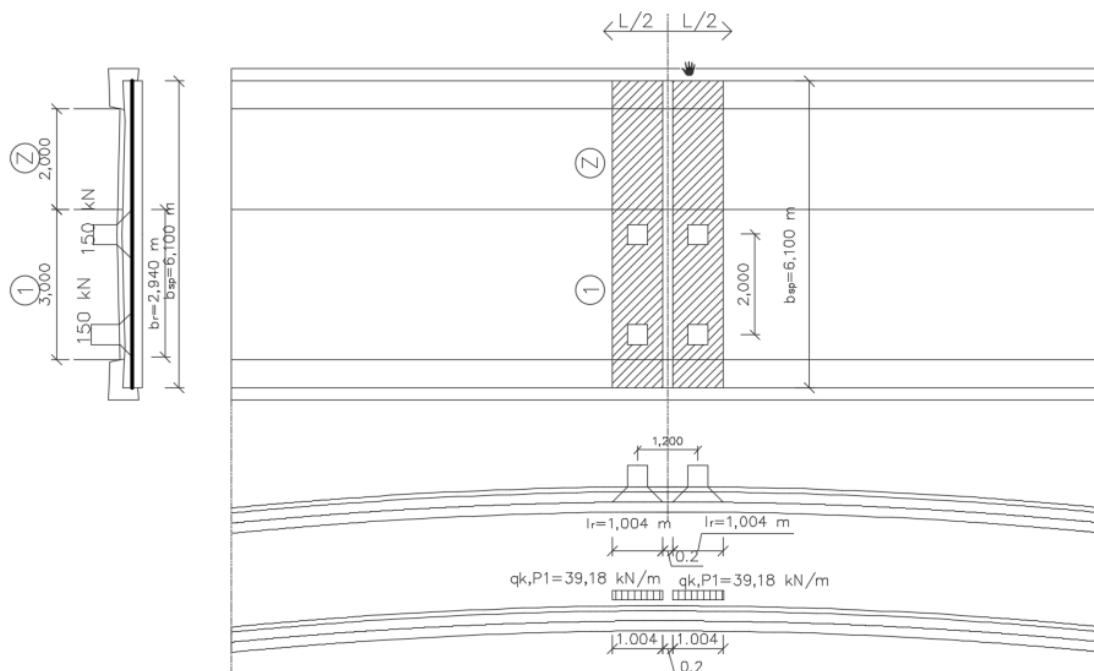
6.2. ZATÍŽENÍ PROMĚNNÉ

V projektu bylo uvažováno zatížení dopravou a to od modelu zatížení LM1, protože podle ČSN EN 1991-2 Zatížení mostů dopravou není nutno uvažovat ostatní modely zatížení. Pro docílení správného zatížení modelu bylo soustředné zatížení rozneseno roznášecím úhlem 45° do střednice desky a byly stanoveny příčné roznosy.

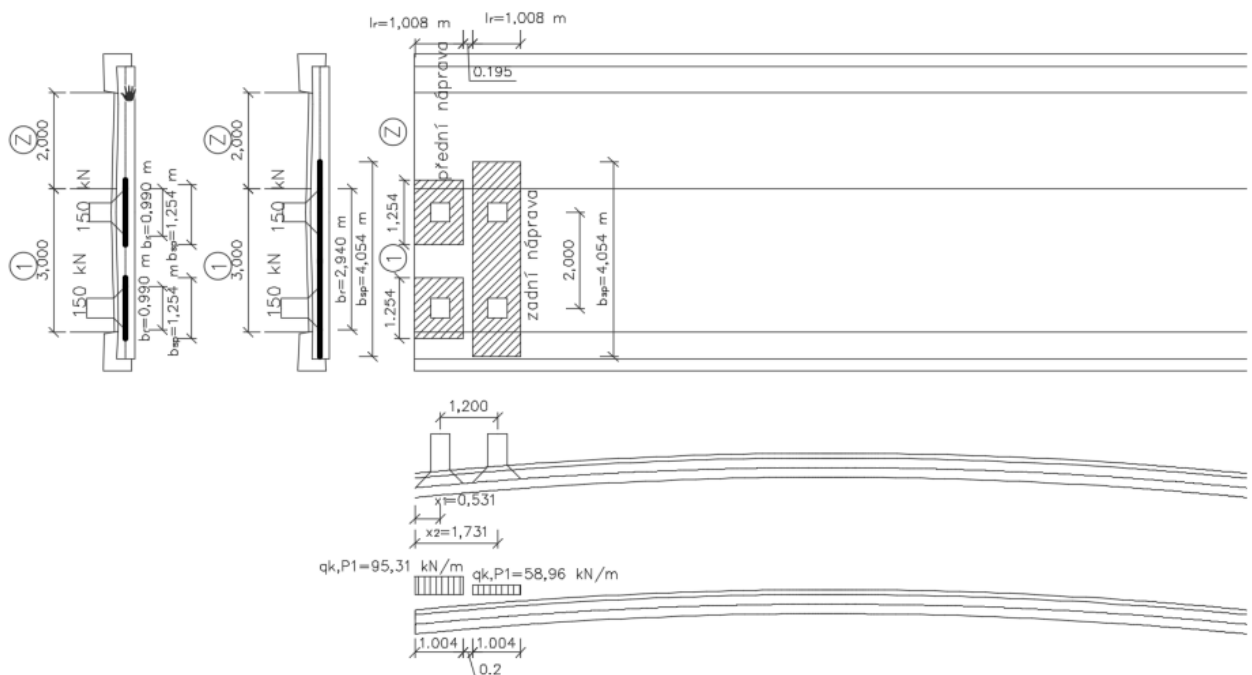
Pro určení maximálního ohybového momentu byl TS umístěn doprostřed rozpětí, kde vyvolá největší účinek ohybového momentu a dále byly stanoveny jednotlivé spolupůsobící šířky a příčné roznosy a jejich součtem se získal roznos sil v příčném a podélném směru. Následně jsem podělil sníženou hodnotu nápravového tlaku hodnotou příčného roznosu a získal tak náhradní síly působící v podélném směru. Dále jsem tyto síly podělil hodnotou podélného roznosu a získal tak náhradní spojitě zatížení na prutový model.

Pro zatížení UDL je uvažován roznos 90°. Tím byla určena roznášecí šířka v příčném směru a hodnota spojitěho zatížení byla vynásobena hodnotou roznosu sil v příčném směru a podělena hodnotou příčného roznosu.

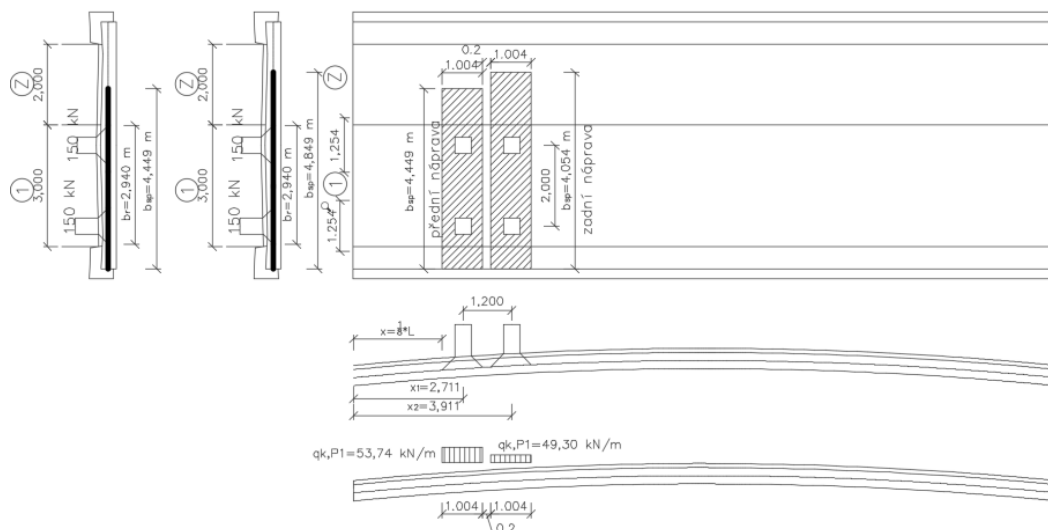
Pro určení maximální posouvající síly se vycházelo obdobným způsobem. Nicméně roznosy se zde provádí pro přední a zadní nápravu zvlášť a umístování TS je prováděno po 1/8 L tak, aby byla zjištěna maximální posouvající síla v podpoře.



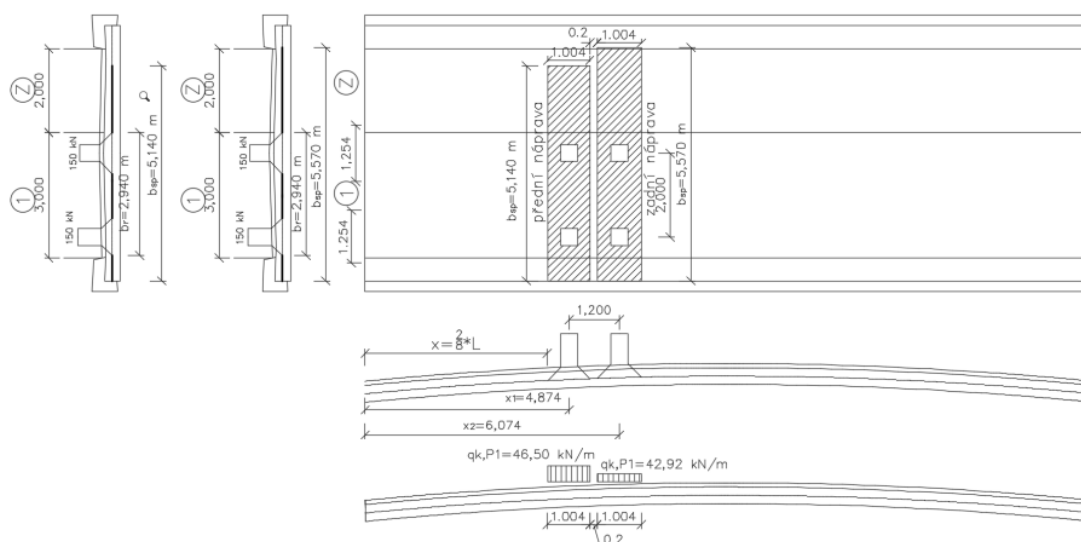
Obrázek 14: roznos sil pro maximální ohybový moment v $x=L/2$



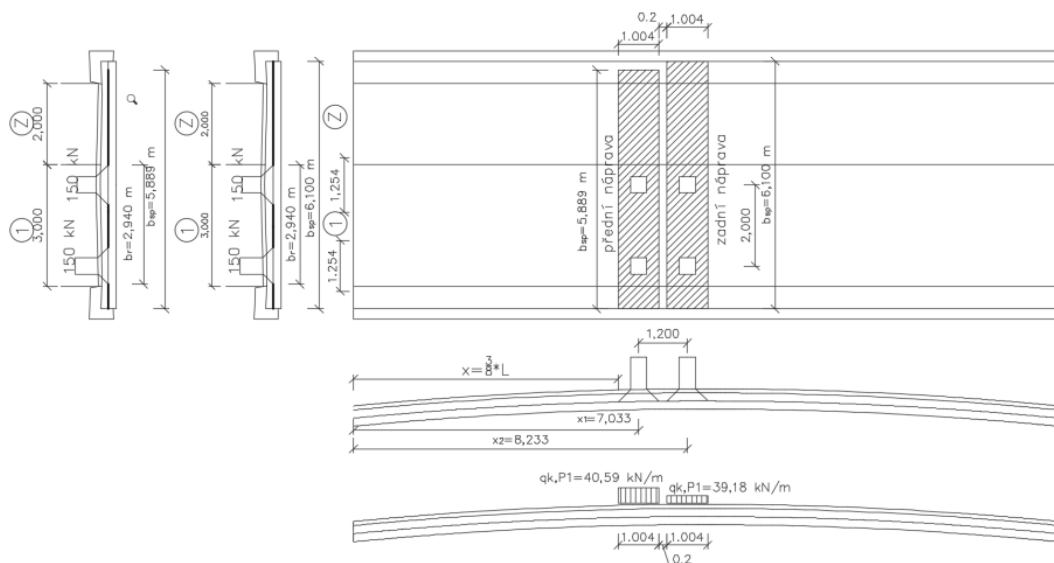
Obrázek 15: roznos sil pro posouvající sílu TS umístěn v $x=0$



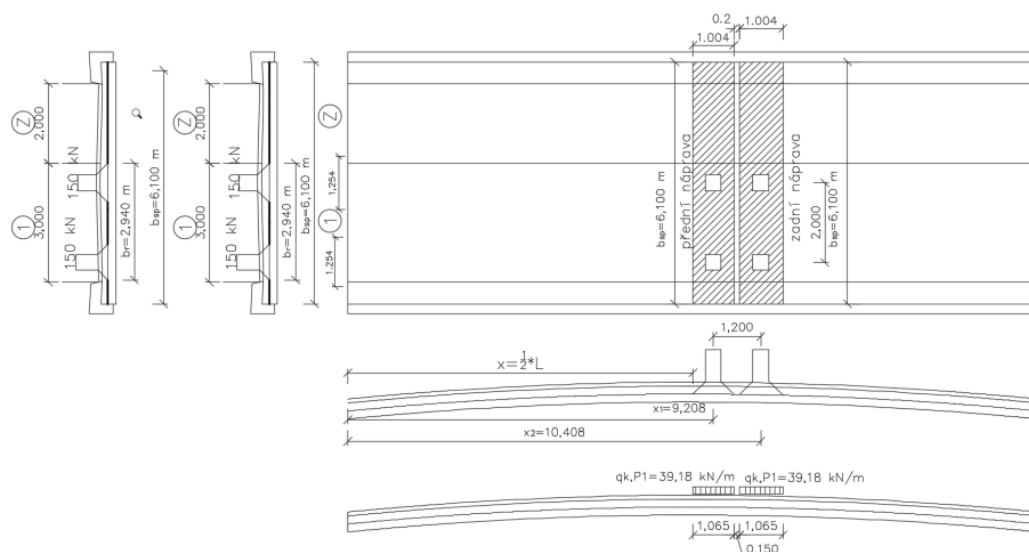
Obrázek 16: roznos sil pro posouvající sílu TS umístěn v $x=L/8$



Obrázek 17: roznos sil pro posouvající sílu, TS umístěn v $x=2L/8$



Obrázek 18: roznos sil pro posouvající sílu, TS umístěn v $x=3L/8$



Obrázek 19: roznos sil pro posouvající sílu, TS umístěn v $x=L/2$

7. TUHOSTI PODPOR

Pro stanovení tuhosti podpor bylo provedeno na základě zjištěného součinitele stlačitelnosti C dané zeminy a tento součinitel byl vynásoben průřezovou plochou piloty. Tímto postupem se zjistila tuhost podpory ve svislém směru, a proto bylo nutné přepočítat tuhost do vodorovného směru pomocí součinitele zemního tlaku v klidu vypočteného na základě úhlů tření zeminy.

8. VNITŘNÍ SÍLY A KOMBINACE

Model byl postupně zatěžován jednotlivými zatíženími a z každého tohoto zatížení jsme obdrželi průběhy posouvajících normálových sil a ohybových momentů.

Pro kombinace bylo použito normových vztahů

8.1. KOMBINACE PRO MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI (MSP)

Pro mezní stav použitelnosti jsou uvažovány charakteristické, časté a kvazistálé kombinace vnitřních sil. Výpočet kombinací pro mezní stav použitelnosti je proveden v osminách rozpětí. Kombinace jsou doloženy obrázky z výpočtového modelu. Kombinace jsou prováděny pro ohybové momenty, posouvající síly i normálové síly.

Pro stanovení vnitřních sil a pro mezní stavy použitelnosti uvažují kombinační rovnice (6.14b), (6.15b), (6.16b) dle EN 1990¹ čl. 6.5.3

<u>charakteristická</u>	
Kombinace 6.14b	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
<u>častá</u>	
Kombinace 6.15b	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$
<u>kvazistálá</u>	
Kombinace 6.16b	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

8.2. KOMBINACE PRO MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI (MSÚ)

Pro kombinaci je použito normových vztahů pro jednotlivé kombinace. Pro výpočet se kombinují hodnoty vnitřních sil zjištěné na prutovém modelu. Podrobnější popis výpočtu kombinací viz. příloha P3. Kombinace MSÚ slouží pro určení návrhových hodnot vnitřních sil. Takto vypočtené vnitřní síly se uvažují pro návrh a posudek jednotlivých částí konstrukcí.

Pro výpočet mezního stavu únosnosti uvažují normové kombinační rovnice (6.10a), (6.10b) dle EN 1990 čl. 6.4.3.2. Součinitele γ_G , γ_Q uvažují v hodnotě 1,35.

$$6.10a) \quad \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

$$6.10b) \quad \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

9. NÁVRH PŘEDPÍNCÍ VÝZTUŽE

9.1. KRYTÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

Nejprve bylo stanoveno krytí předpínací výztuže dle ČSN EN 1992-1-1
 Krytí předpínací výztuže bylo stanoveno na 75 mm.

9.2. MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

9.2.1. Beton

Třída betonu:	C45/55
Charakteristická pevnost betonu v tlaku:	$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
Stupeň vlivu prostředí:	XD1
Střední pevnost betonu v tahu:	$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$
Modul pružnosti betonu:	$E_{cm} = 36 \text{ GPa}$
Dílčí součinitel bezpečnosti:	$\gamma_c = 1,50$
Mezní součinitel přetvoření betonu:	$\varepsilon_{cu3} = 3,50\text{‰}$
Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku	$\alpha_{cc} = 0,90$

Výpočet návrhové pevnosti betonu: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,9 \cdot 45 / 1,5 = 27 \text{ MPa}$

9.2.2. Předpínací výztuž

Označení předpínacího kabelu:	Y 1860 S7-15,7
Charakteristické smluvní napětí:	$f_{p01k} = 1640 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tahu:	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Modul pružnosti předpínacích lan:	$E_p = 195 \text{ GPa}$
Průměr jednoho lana	$\Phi = 15,7 \text{ mm}$
Plocha jednoho lana:	$A_{p1} = 139 \text{ mm}^2$

Výpočet návrhové pevnosti předpínacího kabelu: $f_{pd} = f_{pk} / \gamma_s = 1860 / 1,15 = 1617,4 \text{ MPa}$

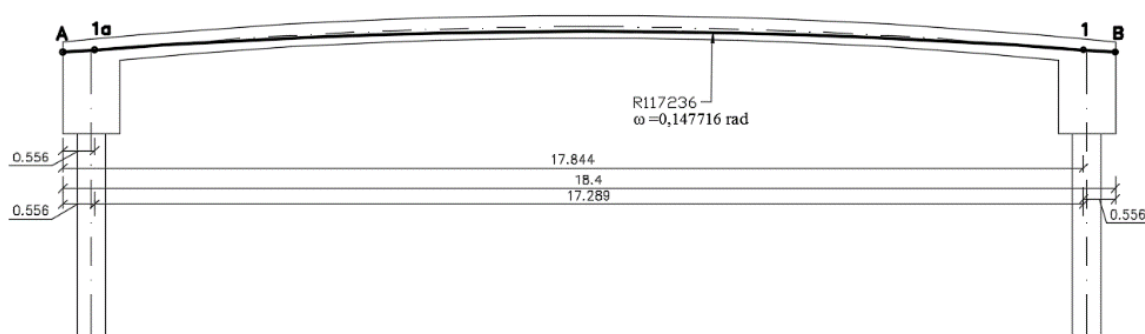
9.3. TRASOVÁNÍ KABELŮ

Trasování kabelů bylo prováděno pomocí volby trasy kabelu tak, aby došlo k redukci ohybových momentů vzniklých od vlastní tíhy.

Toho jsem docílil vhodnou volbou parabolického oblouku. Po tomto kroku jsem vzniklou křivku nahradil obloukovým segmentem, přičemž byla dodržena minimální vzdálenost od čela prvku a to 0,5 m.

Parametry trasování:

Oblouk -	$l_{obl} = 17,3176 \text{ m}$	(délka oblouku)
	$R = 117,236 \text{ m}$	(poloměr oblouku)
	$\omega = 8,46348862^\circ = 0,147716 \text{ rad}$	(středový úhel oblouk)
přímé -	$l_{A,1} = l_{1,B} = 0,5 \text{ m}$	(délky přímých)



Obrázek 20: Trasování kabelů

9.4. NÁVRH PŘEDPÍNAČÍ SÍLY A POČTU KABELŮ

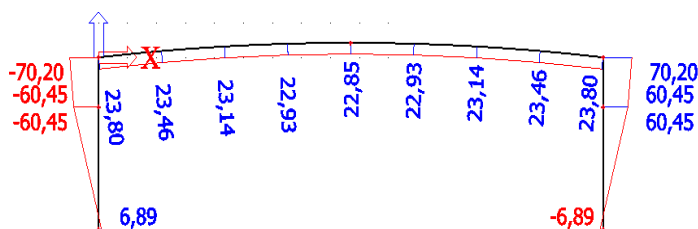
Po vytvoření dráhy kabelu se vytvořilo ekvivalentní zatížení o předpínací síle 1000 kN. Toto ekvivalentní zatížení se v programu Scia Engineer nechalo působit na vytvořený prutový model.

Poté se model nechal zatížit i charakteristickou hodnotou vlastní tíhy.

Dále se vytvořila kombinace vlastní tíhy a ekvivalentního zatížení a postupně se přidával součinitel k ekvivalentnímu předpětí. Tím se zvyšovalo ekvivalentní zatížení.

Výsledkem bylo nalézt optimální sílu P_{req} , při které se budou ohybové momenty od vlastní tíhy a od předpětí blížit nulové hodnotě.

Tímto postupem se nám částečně podařilo omezit ohybové momenty od vlastní tíhy, viz. obrázek. $P_{req} = 4700 \text{ kN}$

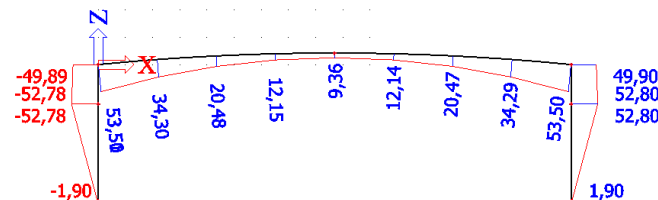


Obrázek 21: Redukce ohybových momentů pro zjištění návrhové síly

Po obdržení této předpínací síly bylo nutné navrhnout počet kabelů. Ten byl stanoven pomocí nutné plochy předpínací výztuže $A_{req} = P_{req} / \sigma_{pm0}$.
 Přičemž σ_{pm0} je předpínací napětí s odhadem krátkodobých ztrát 10%.

Z této plochy byl stanoven počet kabelů a dopočítána skutečná plocha výztuže A_{sk} .
Poté byla stanovena skutečná předpínací síla $P_{m0,sk} = A_{sk} \cdot \sigma_{pm0}$.

Touto předpínací silou, pomocí ekvivalentního zatížení, a vlastní tíhou jsme opět zatížili model a získali výsledné ohybové momenty.



Obrázek 22: Redukce ohybových momentů od vlastní tíhy skutečným navřeným předpětím

10. ZMĚNY PŘEDPĚTÍ

Dlouhodobé a krátkodobé změny předpětí jsou počítány pro průřezy v polovině rozpětí $x=L/2$ a na začátku konstrukce v $x=0$. V průřezu $x=0$ je uvažováno, že dlouhodobé ztráty nevzniknou.

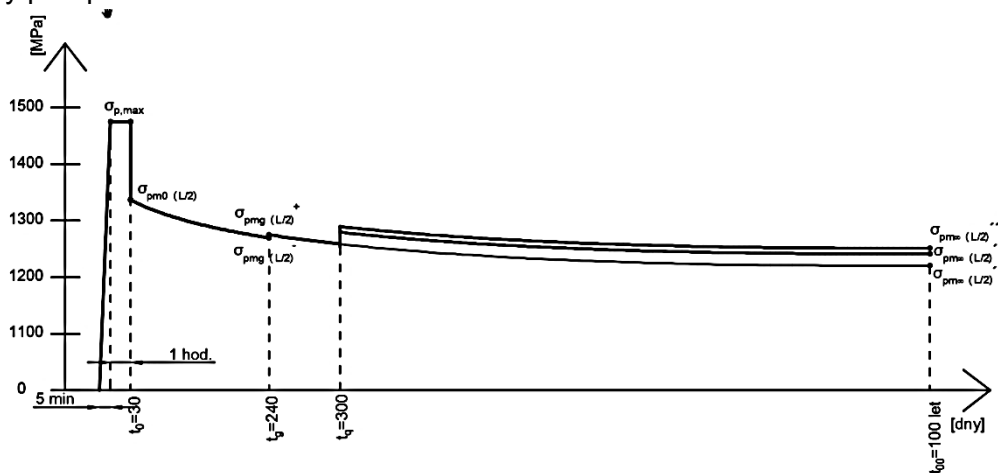
Hodnota napínacího napětí byla stanovena na $\sigma_{p,max} = 1476$ MPa.

Krátkodobé ztráty byly stanoveny v průřezu $x=L/2$ 8,52% z hodnoty $\sigma_{p,max}$ a v průřezu $x=0$ byly stanoveny krátkodobé ztráty na 14,25%.

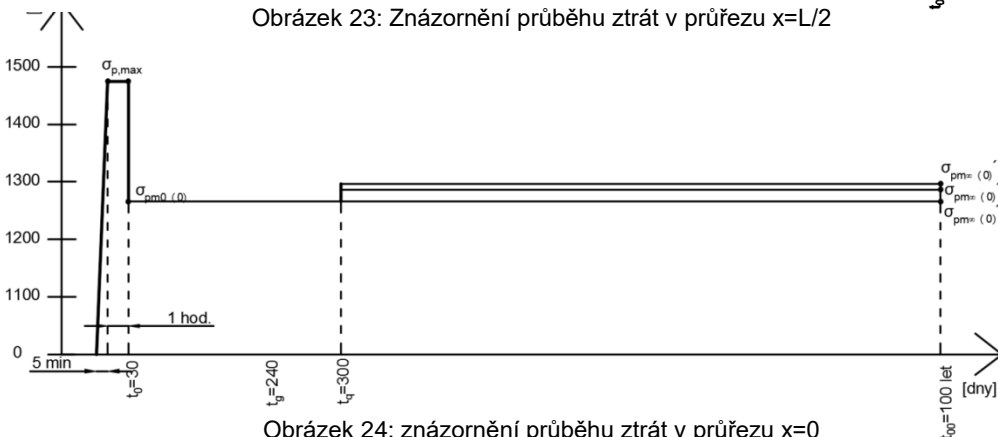
Hodnota napětí po krátkodobých ztrátách: $x=L/2 \Rightarrow \sigma_{pm0(L/2)} = 1350,224$ MPa
 $x=0 \Rightarrow \sigma_{pm0(0)} = 1265,610$ MPa

Dlouhodobé ztráty byly stanoveny v průřezu $x=L/2$ 12,627% z hodnoty $\sigma_{pm0(L/2)} = 1350,224$ MPa a v průřezu $x=0$ nevzniknou dlouhodobé ztráty, tedy 0%.

Podrobný výpočet změn předpětí je uvedený v příloze P3-Statický výpočet, kapitola 8.4- Změny předpětí.



Obrázek 23: Znázornění průběhu ztrát v průřezu $x=L/2$



Obrázek 24: znázornění průběhu ztrát v průřezu $x=0$

11. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Posouzení mezního stavu použitelnosti bylo provedeno posouzením napětí v betonu a v předpínací výztuži předepnuté desky.

Posouzení bylo provedeno v průřezech $x=L/2$ a $x=0$ pro časy t_0 a t_∞ .

11.1. OMEZENÍ NAPĚTÍ

11.1.1. Omezení napětí v betonu

Pro výpočet byly použity hodnoty vnitřních sil v příslušné kombinaci a hodnoty vnitřních sil od předpětí bylo nutno upravit, protože výsledná předpínací síly po ztrátách neodpovídá skutečné síle působící v daném průřezu.

Proto bylo nutné stanovit sekundární (staticky neurčité) účinky od maximální předpínací síly v daném průřezu a primární (staticky určité) účinky od předpínací síly po ztrátách.

V daném průřezu se určí vnitřní síly součtem těchto dvou účinků, tedy sekundárního účinku od maximální předpínací síly a primárního účinku od předpínací síly po ztrátách.

Tento postup je použit pro všechny posudky v MSÚ a MSP.

Omezení napětí v betonu bylo posouzeno pro:

charakteristickou kombinaci v čase t_∞

kvazistálou kombinaci v čase t_∞

vlastní tíhu v čase t_0

charakteristická kombinace v čase t_0

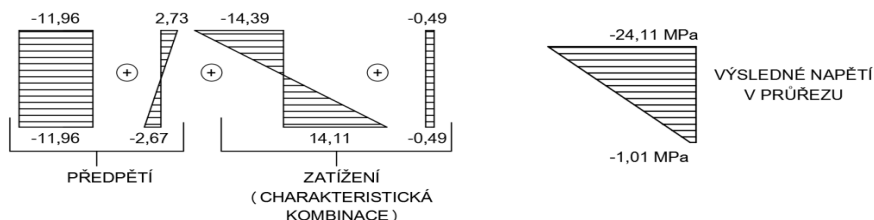
Posouzení v $x=L/2$

-horní vlákna:

$$|\sigma_{ch}| = 24,11 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

-dolní vlákna:

$$|\sigma_{cd}| = 1,01 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obrázek 25: Omezení napětí, charakteristická kombinace v čase t_0 , $x=L/2$

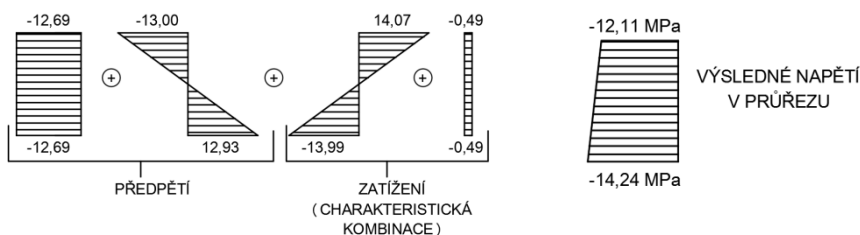
Posouzení v $x=0$

-horní vlákna:

$$|\sigma_{ch}| = 12,11 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

-dolní vlákna:

$$|\sigma_{cd}| = 14,24 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obrázek 26: Omezení napětí, charakteristická kombinace v čase t_0 , $x=0$

kvazistálá kombinaci v čase t_{∞}

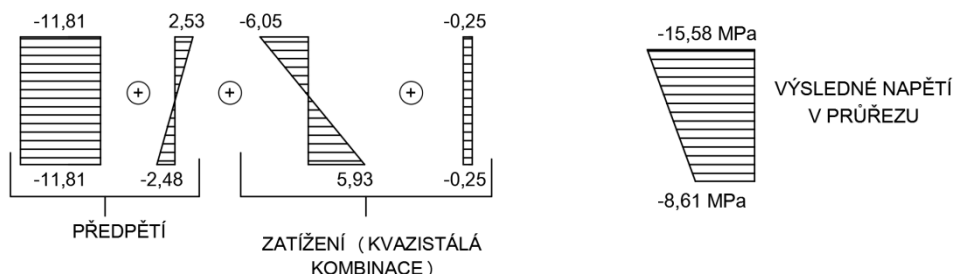
Posouzení v $x=L/2$

-dolní vlákna

$$|\sigma_{cd}| = 8,61 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

-horní vlákna

$$|\sigma_{ch}| = 15,58 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 27 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obrázek 27: Omezení napětí, kvazistálá kombinace v čase t_{∞} , $x=L/2$

Posouzení v $x=0$

-dolní vlákna

$$|\sigma_{cd}| = 5,88 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

-horní vlákna

$$|\sigma_{ch}| = 20,01 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 27 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obrázek 28: Omezení napětí, kvazistálá kombinace v čase t_{∞} , $x=0$

vlastní tíha v čase t_0

Posouzení v $x=L/2$

-dolní vlákna

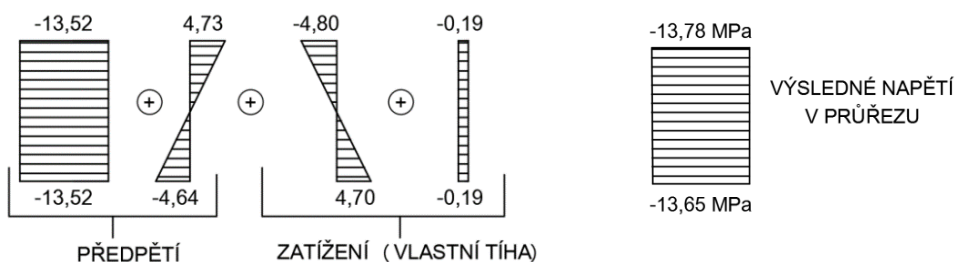
$$|\sigma_{cd}| = 13,65 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$|\sigma_{cd}| = 13,65 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

-horní vlákna

$$|\sigma_{ch}| = 13,78 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$|\sigma_{ch}| = 13,78 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obrázek 29: Omezení napětí, vlastní tíha v čase t_0 , $x=L/2$

Posouzení v $x=0$

-Horní vlákna

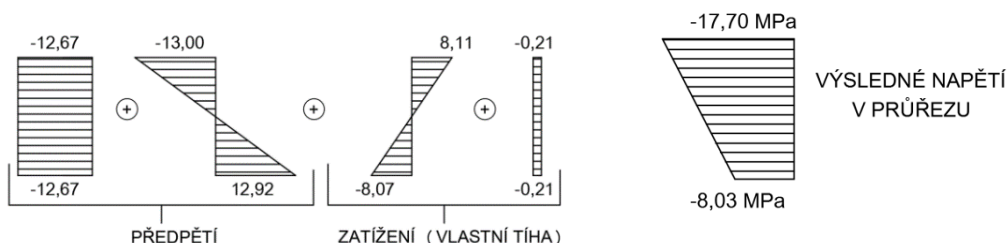
$$\sigma_{ch} = 17,77 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{ch} = 17,77 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

-dolní vlákna

$$\sigma_{cd} = 8,03 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{cd} = 8,03 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obrázek 30: Omezení napětí, vlastní tíha v čase t_0 , $x=0$

11.2. OMEZENÍ TRHLIN

Čas t_0 ; častá kombinace

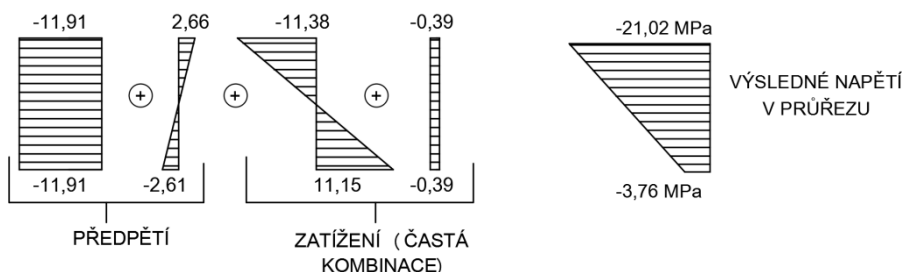
Posouzení v $x=L/2$

-Horní vlákna

$$\sigma_{ch} = -21,02 \text{ MPa} < f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

Dolní vlákna

$$\sigma_{cd} = -6,45 \text{ MPa} < f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obrázek 31: Omezení napětí, častá kombinace v čase t_0 , $x=L/2$

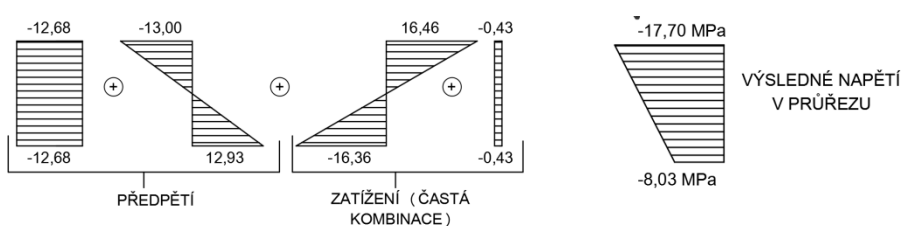
Posouzení v $x=0$

-Horní vlákna

$$\sigma_{ch} = -9,65 \text{ MPa} < f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

-Dolní vlákna

$$\sigma_{cd} = -16,54 \text{ MPa} < f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obrázek 32: Omezení napětí, častá kombinace v čase t_0 , $x=0$

11.3. OMEZENÍ NAPĚTÍ VE VÝZTUŽI

Posouzení pro průřez $x = L/2$

-čas t_0 $\sigma_{pm0(L/2)} < 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ MPa}$

$\sigma_{pm0(L/2)} = 1350,224 \text{ MPa} < 0,75 \cdot f_{pk} = 1395 \text{ MPa}$ vyhovuje

-čas t_∞ $\sigma_{pm\infty(L/2)}' < 0,75 \cdot f_{pk} = 1395 \text{ MPa}$

$\sigma_{pm\infty(L/2)}' = 1179,15 \text{ MPa} < 0,75 \cdot f_{pk} = 1395 \text{ MPa}$ vyhovuje

Posouzení pro průřez $x = 0$

-čas t_0 $\sigma_{pm0(0)} < 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ MPa}$

$\sigma_{pm0(0)} = 1265,61 \text{ MPa} < 0,75 \cdot f_{pk} = 1395 \text{ MPa}$ vyhovuje

-čas t_∞ $\sigma_{pm\infty(0)}' < 0,75 \cdot f_{pk} = 1395 \text{ MPa}$

$\sigma_{pm\infty(0)}' = 1265,61 \text{ MPa} < 0,75 \cdot f_{pk} = 1395 \text{ MPa}$ vyhovuje

Pro všechny dané kombinace vyhoví průřezy v $x=0$ i v $x=L/2$ aniž by se potrhaly a tedy návrh vyhovuje na mezní stav použitelnosti.

Z faktu, že se nepotřhal průřez ani v $x = L/2$ ani v $x=0$ usuzujeme, že se deska nepotrhá v žádném průřezu, a proto můžeme uvažovat, že hodnoty průhybu pro ověření mezního stavu přetvoření budou vypočteny na modelu konstrukce. Nebude se tedy uvažovat s potrháním průřezem.

11.4. OMEZENÍ PŘETVOŘENÍ

Z předchozího je zřejmé, že při posouzení omezením přetvoření můžeme vycházet z nepotřhané konstrukce a pružné deformace lze přímo odečíst z prutového modelu.

Hodnoty pružných deformací:

Vlastní tíha

$V_{st,g0k(L/2)} = 13,4 \text{ mm}$

ostatní stálé zatížení

$V_{st,g1k(L/2)} = 3,6 \text{ mm}$

maximální průhyb od TS

$V_{st,TS(L/2)} = 11,7 \text{ mm}$

maximální průhyb od UDL

$V_{st,UDL(L/2)} = 7,4 \text{ mm}$

předpětí v čase t_0

model je předepnut pomocí síly $P_{m0,sk(L/2)} = 5255,072 \text{ kN}$

$V_{st,P0,(L/2)} = -15,3 \text{ mm}$

předpětí v čase t_∞

model je předepnut pomocí síly $P_{m\infty(L/2)}' = 4589,24 \text{ kN}$

$V_{st,P\infty,(L/2)} = -13,4 \text{ mm}$

Stanovení nepružných deformací

Je stanoveno vynásobením pružných deformací součinitelem časového průběhu dotvarování a to jen příslušné dlouhodobé složky zatížení.

$\varphi_{(t0,tg)} = 0,833$

$\varphi_{(t0,t\infty)} = 1,465$

$V_{lt,g0k(L/2)} = V_{st,g0k(L/2)} \cdot \varphi_{(t0,t\infty)} = 13,4 \cdot 1,465 = 19,631 \text{ mm}$

$V_{lt,g1k(L/2)} = V_{st,g1k(L/2)} \cdot \varphi_{(t0,tg)} = 3,6 \cdot 0,833 = 2,100 \text{ mm}$

$V_{lt,P\infty,(L/2)} = V_{st,P\infty,(L/2)} \cdot \varphi_{(t0,t\infty)} = -13,4 \cdot 1,465 = -19,631 \text{ mm}$

výsledné průhyby

průhyb po vnesení předpětí

$$V_{(t0)} = V_{st,g0k(L/2)} + V_{st,P0,(L/2)} = 13,4 - 15,3 = -1,9 \text{ mm}$$

průhyb na konci životnosti konstrukce

$$V_{(t\infty)} = V_{st,g0k(L/2)} + V_{st,g1k(L/2)} + V_{st,P0,(L/2)} + V_{lt,g0k(L/2)} + V_{lt,g1k(L/2)} + V_{lt,P\infty,(L/2)} = \\ = 13,4 + 3,6 - 15,3 + 19,631 + 2,1 - 19,631 = 3,8 \text{ mm}$$

11.5. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI (M+N)

Posouzení je provedeno pro průřez v $x=L/2$ a průřez v $x=0$

Nejdříve byly stanoveny vnitřní síly od předpětí v charakteristické hodnotě, viz kapitola 11.1.1 Omezení napětí v betonu.

Účinky zatížení jsou zahrnuty ve výpočtu v kombinační hodnotě pro MSÚ.

Výpočet je zde popsán pro průřez v $x=L/2$ a obdobně se postupuje pro $x=0$.

Dále se stanovilo základní napětí $\sigma_{ct(L/2)}^0 = 1235,17 \text{ MPa}$ a ze základního napětí se stanovila základní předpínací síla, která po vynásobení součinitelem spolehlivosti předpínací výztuže $\gamma_p = 1$ je rovna hodnotě základní předpínací síly.

Základní předpínací síla: $P_{ct(L/2)}^0 = \sigma_{ct(L/2)}^0 \cdot A_p = 1235,17 \cdot 3892 \cdot 10^{-3} = 4807,28 \text{ kN}$

Dále byla stanovena tlaková rezerva napětí ve výztuži:

$$\Delta \sigma_{p(L/2)} = f_{pd} - \sigma_{ct(L/2)}^0 = 1426,09 - 1235,17 = 190,99 \text{ MPa}$$

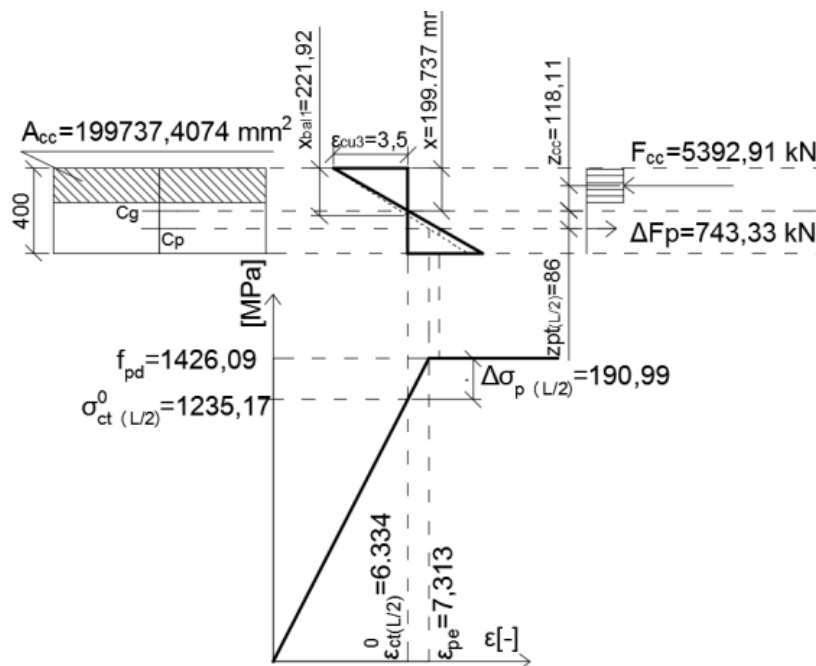
f_{pd} je návrhová pevnost v tahu předpínací výztuže.

Po té byla stanovena výslednice síly ve výztuži:

$$\Delta F_p = \Delta \sigma_{p(L/2)} \cdot A_p = 190,99 \cdot 3892 = 743,33 \text{ kN}$$

Ověření započitatelnosti výztuže.

$$x_{bal1} = 221,92 > x = 199,737 \text{ mm} \Rightarrow \text{výztuž je plně využita}$$



Obrázek 33: Ověření započitatelnosti výztuže pro $x=L/2$

Dále bylo provedeno opět zohlednění vlivu ztrát viz. kapitola 11.1.1 Omezení napětí v betonu.

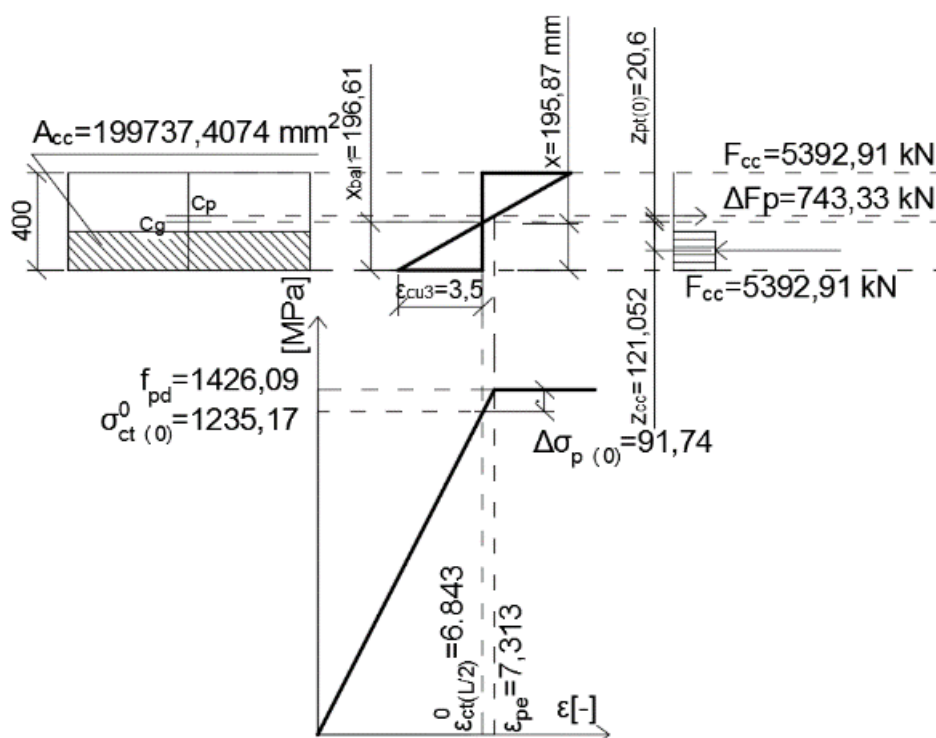
Po té se provedlo posouzení na maximální ohybový moment převzatý z kombinace zatížení pro MSÚ, rozhodující 6.10b. Tento moment byl snížen o účinek momentu od základní předpínací síly $P_{ct(L/2)}^0$.

Výpočet momentové únosnosti $M_{Rd} = F_{cc(L/2)} \cdot z_{cc(L/2)} + \Delta F_{p(L/2)} \cdot z_{pt(L/2)}$

Posouzení v $x=L/2$:

$M_{Rd} = 700,86 \text{ kNm} > M_{Ed} = 388,83 \text{ kNm}$ vyhovuje
Průřez $x=L/2$ vyhovuje meznímu stavu únosnosti

Obdobně se výpočet provedl pro průřez $x=0$



Obrázek 34: Ověření započitatelnosti výztuže pro $x=0$

Posouzení v $x=0$:

$M_{Rd} = 633,70 \text{ kNm} > M_{Ed} = 248,62 \text{ kNm}$ vyhovuje
Průřez $x=L/2$ vyhovuje meznímu stavu únosnosti

Protože oba průřezy vyhověly na posouzení i bez betonářské výztuže, tak není nutno výztuž navrhovat. Proto bude výztuž použita pouze jako konstrukční a navržena podle konstrukčních zásad.

Vyztužení horního i spodního povrchu je posouzeno dle konstrukčních zásad na minimální a maximální plochu výztuže. Dále je splněna podmínka, že příčná výztuž je minimálně 25% výztuže podélné.

HORNÍ POVRCH

Podélný směr

$$\Phi 14/150 \rightarrow A_{st} = 10,26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st,max} = 0,016 \text{ m}^2 < A_{st(pod,d)} = 10,26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{st,min} = 7,613 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Výztuž vyhovuje konstrukčním podmínkám

Příčný směr

$$\Phi 14/300 \rightarrow A_{st(příč,1)} = 7,70 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st,max} = 0,016 \text{ m}^2 < A_{st(příč,d)} = 7,70 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{st,min} = 7,300 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Výztuž vyhovuje konstrukčním podmínkám

SPODNÍ POVRCH

Podélný směr

$$\Phi 14/150 \rightarrow A_{st} = 10,26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st,max} = 0,016 \text{ m}^2 < A_{st(pod,d)} = 10,26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{st,min} = 7,613 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

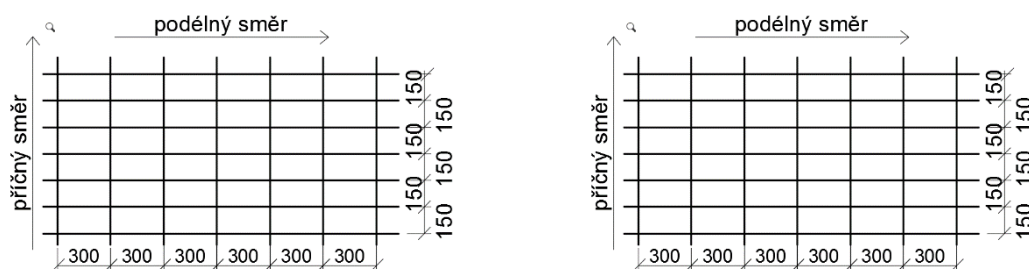
Výztuž vyhovuje konstrukčním podmínkám

Příčný směr

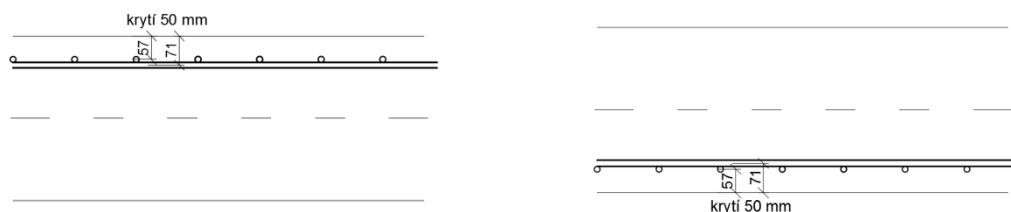
$$\Phi 14/300 \rightarrow A_{st(příč,1)} = 7,70 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st,max} = 0,016 \text{ m}^2 < A_{st(příč,d)} = 7,70 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{st,min} = 7,300 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Výztuž vyhovuje konstrukčním podmínkám



Obrázek 35: Půdorys vyztužení horního i dolního povrchu



Obrázek 36: Řez vyztužení horního a dolního povrchu

11.6. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI (V-POSOUVAJÍCÍ SÍLA)

Posouzení na smykovou sílu je provedeno v průřezích $x = L/2$ a $x = 0$ a po zjištění, že se průřezy nepotrhnají, můžeme uvažovat, že se průřez nepotrhá v žádném jiném místě konstrukce.

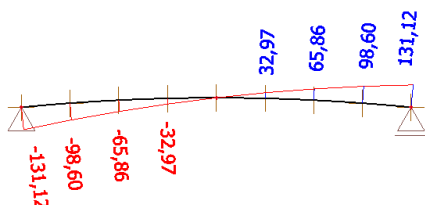
Na základě posudků v těchto místech bude navržena výztuž do celé desky.

11.6.1. Zjištění porušení/neporušení průřezu trhlinou

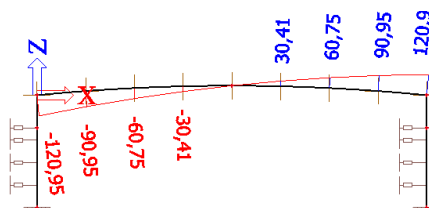
Pro posouzení se použijí vnitřní síly z kombinace pro MSÚ a vnitřní síly od předpětí bylo nutno upravit, protože výsledná předpínací síla po ztrátách neodpovídá skutečné síle působící v daném průřezu.

Proto bylo nutné stanovit sekundární (staticky neurčité) účinky od maximální předpínací síly v daném průřezu a primární (staticky určité) účinky od předpínací síly po ztrátách.

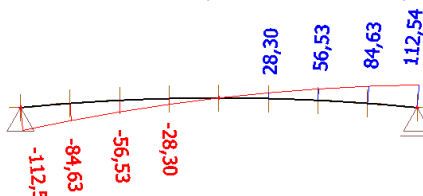
Primární (staticky určité) posouvající síly od předpínací síly po ztrátách byly zjištěny na modelu desky, která je pouze prostě podepřena. Nejsou zde tedy stojky.



Obrázek 38: Průběh primární posouvající síly V od předpínací síly po ztrátách
 $P_{max} = 5744,592 \text{ kN}$



Obrázek 37: Průběh celkové posouvající síly V od předpínací síly po ztrátách
 $P_{max} = 5744,592 \text{ kN}$



Obrázek 39: Průběh primární posouvající síly V od předpínací síly po ztrátách
 $P_{m\infty}(0) = 4931,44 \text{ kN}$

Po zjištění všech vnitřních sil se provede posouzení napětí na spodní a horních vlákních průřezu a toto napětí musí být menší než snížená hodnota únosnosti betonu v tahu.

Posouzení v jednotlivých průřezích:

Průřez v $x=0$

$$\sigma_{cd,h(0)} = -0,61 \text{ MPa} < f_{ctd} = 1,80 \text{ MPa}$$

nevznikne trhлина v průřezu $x=0$

Průřez v $x=L/2$

$$\sigma_{cd,d(0)} = 1,56 \text{ MPa} < f_{ctd} = 1,80 \text{ MPa}$$

nevznikne trhлина v průřezu $x=L/2$

Výpočtem je prokázáno, že trhliny nevzniknou v $x=0$ a $x=L/2$, a proto je uvažováno, že nevzniknou ani v jiném místě. Proto bude únosnost zjišťována na neporušeném průřezu v místě s maximální posouvající silou ($x=0$).

11.6.2. Výpočet prvku neporušeného trhlinou

Výpočet je proveden v místě s maximální posouvající silou a to je v průřezu $x=0$.
 Výpočet je proveden pro nevyztužený průřez a posouzen s maximální posouvající silou v místě $x=0$.

$$V_{Ed(0)} = 247,97 \text{ kN} < V_{rd,c} = 105,90 \text{ kN} \quad \text{nevyhovuje}$$

nutný návrh výztuže

Z posudku vyplývá, že je nutný návrh smykové výztuže, protože únosnost nevyztuženého průřezu je menší, než posouvající síla působící v tomto místě.

11.6.3. Návrh smykové výztuže

Výpočet je proveden pro vyztužený průřez, kde bylo navržena výztuž $\Phi 8$ a v podélném i příčném směru byla navržena vzdálenost spon po 150 mm.

Úhel Φ byl volen jako 35°

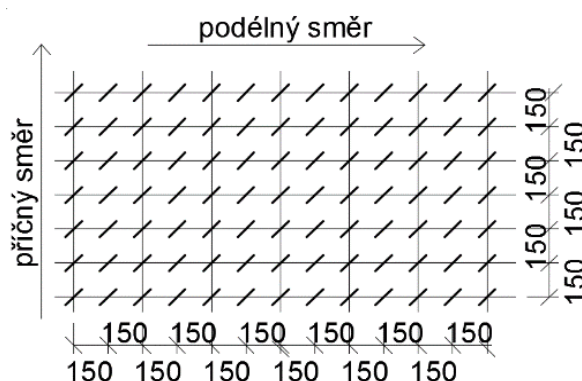
$$V_{rd,s} = 430,54 \text{ kN} > \max V_{Ed} = 247,97 \text{ kN} \quad \text{vyhovuje}$$

Navrženo $\Phi 8$ -podélný směr ($s_l=150 \text{ mm}$)

-příčný směr ($s_t = 150 \text{ mm}$)

$$s_t=150 \text{ mm} < 0,75 \cdot d=0,75 \cdot 0,346=0,260 \quad \text{vyhovuje}$$

$$s_l=150 \text{ mm} < 0,75 \cdot d=0,75 \cdot 0,346=0,260 \quad \text{vyhovuje}$$



Obrázek 40: Půdorys vyztužení smykovou výztuží

12. POSOUZENÍ KOTEV

V návrhu byla zvolena kotva typu VSL – EC 6-7. Podrobné rozměry kotvy v příloze P.3 - Statický výpočet, kapitola 8.9. Kotevní oblast nevyhověla na soustředný tlak počítaný pro rovinnou desku. Z tohoto důvodu byla navržena kotva VSL – EC 6-7 a únosnost kotvy je garantována výrobcem. Dále byla posouzena oblast pod kotvou a byla navržena spirála $\Phi 14$ po 4 závitech. Při posouzení oblasti u povrchu kotvy byla navržena výztuž 2 $\Phi 12$.

Pro zajištění dostatečného vyztužení rámového rohu byl zvolen další typ kotev a to VSL-P 6-7. Tento typ je označován jako tzv. mrtvá kotva, která je umístěna na jednom konci kabelu a je zabetonována do konstrukce. Na druhém konci je kotva typu VSL – EC 6-7, přes kterou se bude vnášet napětí do kabelu. Je tedy nutno před betonáží nejdříve osadit mrtvé kotvy typu P a předpínat po úplném dosažení pevnosti betonu.

13. POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU NA STYKU ÚLOŽNÉHO PRAHU A DESKY

Jedná se o posouzení rámové stojky (úložného prahu) v místě styku desky a rámové stojky (úložného prahu).

Toto místo je namáháno jak posouvající silou, tak i normálovou silou, ale nejvíce ohybovým momentem.

Nicméně posouzení bylo provedeno na kombinaci ohybových momentů a normálových sil pomocí tzv. interakčního diagramu.

Vnitřní síly byly zjištěny na modelu konstrukce a to od jednotlivých zatížení stálých, zatížení předpjetím a to po ztrátách v místě $x=0$ a zatížení dopravou, kde byl zjištěn:

1) max. ohybový moment a odpovídající normálová síla

2) max. normálová síla a odpovídající ohybový moment

Kombinace pro posouzení byly vytvořeny dle rovnic 6.10a) a 6.10b).

Výsledné zjištěné kombinace:

Kombinace obsahující maximální moment

Rozhoduje kombinace podle 6.10 a)

$$M_{ed(max)} = -568,76 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = -223,30 \text{ kN}$$

(v grafu bod A)

Kombinace obsahující maximální normálovou sílu

Rozhoduje kombinace podle 6.10 b)

$$M_{ed} = -371,12 \text{ kNm}$$

$$N_{ed(max)} = -256,74 \text{ kN}$$

(v grafu bod B)

Kombinace obsahující maximální posouvající sílu

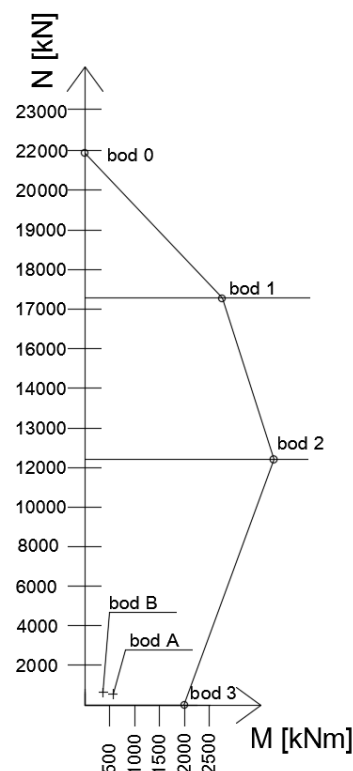
Rozhoduje kombinace podle 6.10 b)

$$V_{ed(max)} = -142,72 \text{ kN}$$

Poté byl zvolen návrh výztuže:

Návrh výztuže $\Phi 14/150$

Třmínky $\Phi 12$



Obrázek 41: interakční diagram stojky

Následně byly vypočteny body interakčního diagramu a posouzeny body A a B, tedy kombinace normálové síly a ohybového momentu od zatížení.

Dále byla posouzena smyková únosnost průřezu bez smykové výztuže

$$V_{ed} \leq V_{Rd}$$

$$142,72 \leq 387,296 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

Z posudku vyplývá, že není nutné navrhnout výztuž z důvodu únosnosti, nicméně je nutné navrhnout výztuž dle konstrukčních zásad.

Návrh výztuže dle konstrukčních zásad

Svislá výztuž

Maximální vzdálenost mezi pruty svislé výztuže:

$$s_{v,max} = \min(3h; 400) = \min(3 \cdot 1000; 400) = 400 \text{ mm}$$

Přídavné pruty 2Φ12/150

$$A_{s,k} = 6,67 \cdot \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 754,36 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,v} = A_{s1} + A_{s2} + A_{s,k} = 1026,8 + 1026,8 + 754,36 = 2807,96 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,vmin} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 1000 \cdot 1000 = 2000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,vmax} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1000 \cdot 1000 = 4000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,vmin} \leq A_{s,v} \leq A_{s,vmax} \quad 2000 \leq 2807,96 \leq 4000 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{vyhovuje}$$

Vodorovná výztuž (tvořena třmínky)

Navrhnuté třmínky Φ10/150

$$n = 1000/150 = 6,67$$

$$A_{s,h} = 2 \cdot n \cdot \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} = 2 \cdot 6,67 \cdot \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 1047,72 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,hmin} = \max\{0,25 \cdot A_{s,v}; 0,001 A_c\} = \{701,99; 1000\} = 1000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,h} \geq A_{s,hmin} \quad 1047,72 \geq 1000 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{vyhovuje}$$

Třmínky

Navrhnuté třmínky Φ10

střihy á150mm

$$\text{minimální průměr výztuže } \Phi_{min} = \max(6; 0,25 \cdot \Phi_{podél}) = \max\{6; 0,25 \cdot 14\} = 6,0 \text{ mm}$$

$$\Phi \geq \Phi_{min} \quad 10 \geq 6,0 \text{ [mm]}$$

$$s_{cl,max} = \min(15 \cdot \Phi_{podél}; b; 300) = \min(210; 1000; 300) = 210 \text{ mm}$$

$$s \leq s_{cl,max} \quad 150 \leq 210 \text{ [mm]} \quad \text{vyhovuje}$$

Vodorovnou výztuž tvoří třmínky.

14. NÁVRH VÝZTUŽE PRO ZACHYCENÍ PŘÍČNÝCH SIL V MÍSTĚ PŮDORYSNÉHO ZAKŘÍVENÍ KABELŮ

Vzhledem k půdorysnému rozšíření došlo k půdorysnému zakřivení kabelů, které po zakřivení vyvolávají příčný tah a snaží se v konstrukci tvořit podélné trhliny. Aby se tomuto jevu zabránilo, je nutné navrhnut výztuž v příčném směru tak, aby zachytila toto tahové namáhání.

Výpočet byl proveden tak, že se vypočítaly výslednice sil od jednotlivých zakřivených kabelů a následně se vypočítaly příčné síly od jednotlivých kabelů.

Provedl se součet těchto sil a na tuto sílu se provedl návrh výztuže tak, aby nebylo dosaženo meze kluzu ocelové výztuže.

Bylo navrženo 65Φ18/100 mm

posouzení:

$$\sigma_{příč} < f_{yd}$$

$$347,44 \text{ MPa} < 434,783 \text{ MPa}$$

**Návrh vyhovuje na příčnou sílu vzniklou předpětím
u půdorysně zakřivených kabelů**

15. ZÁVĚR

V práci byly vytvořeny tři varianty přemostění vodoteče Husí potok v obci Hladké Životice na půdorysu původního mostu, který nevyhovoval hlavně svým průtočným profilem. Z výše uvedených důvodů byla vybrána varianta deskové rámové konstrukce o jednom poli. Pro stanovení vnitřních sil byl vytvořen prutový model konstrukce v programu Scia Engineer. Pro vybrané účinky zatížení byla konstrukce posouzena podle mezního stavu únosnosti a mezního stavu použitelnosti. Ke všem třem variantám byly zpracovány přehledné výkresy. K zvolenému návrhu byly navíc zpracovány podrobné výkresy, vizualizace, výkres vyztužení a předpínací výkres.

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

ČSN EN 1991-2. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: Český normalizační institut, 2005.

ČSN EN 1992-2. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady. Praha: Český normalizační institut, 2007.

ČSN EN 1992-1-1. Navrhování betonových konstrukcí: Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, prosinec 2006, oprava 1, 0.7.09. a změna Z1 03.10.

Štránský, J. – Nečas, R.: Betonové mosty I. – modul M01 Základní principy navrhování, VUT, Brno 2006

Klusáček, L.: Betonové mosty I. – modul M02 Nosné konstrukce mostu, VUT, Brno 2006

Předpínací systémy VSL 0,5“, 0,6“ [online]. [cit. 2016-04-27]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/www/hamoujan/Technicka_specifikace_VSL.pdf

NEČAS, Radim, Jan KOLÁČEK a Josef PANÁČEK. BL12 - Betonové mosty I: zásady navrhování. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2014. Studijní opory pro studijní programy s prezenční formou studia. ISBN 978-80-2144979-4.

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1: vstupní podklad bakalářské práce	1
Obrázek 2: Varianta A, podélný řez	2
Obrázek 3: varianta A, řez mostovkou	2
Obrázek 4: Varianta B, podélný řez	3
Obrázek 5: Varianta B, řez mostovkou.....	3
Obrázek 6: Varianta C, podélný řez	4
Obrázek 7: Varianta C, řez mostovkou	4
Obrázek 8: Podélné uspořádání mostu.....	5
Obrázek 9: Příčné uspořádání mostu	6
Obrázek 10: Skladba vozovky.....	7
Obrázek 11: Římsa.....	7
Obrázek 12: Průřezy částí mostu.....	8
Obrázek 13: Model konstrukce a jeho popis	8
Obrázek 14: roznos sil pro maximální ohybový moment v $x=L/2$	10
Obrázek 15: roznos sil pro posouvající sílu TS umístěn v $x=0$	10
Obrázek 16: roznos sil pro posouvající sílu TS umístěn v $x=L/8$	11
Obrázek 17: roznos sil pro posouvající sílu, TS umístěn v $x=2L/8$	11
Obrázek 18: roznos sil pro posouvající sílu, TS umístěn v $x=3L/8$	11
Obrázek 19: roznos sil pro posouvající sílu, TS umístěn v $x=L/2$	12
Obrázek 20: Trasování kabelů	14
Obrázek 21: Redukce ohybových momentů pro zjištění návrhové síly	14
Obrázek 22: Redukce ohybových momentů od vlastní tíhy skutečným navrženým předpětím. 15	
Obrázek 23: Znázornění průběhu ztrát v průřezu $x=L/2$	15
Obrázek 24: znázornění průběhu ztrát v průřezu $x=0$	15
Obrázek 25: Omezení napětí, charakteristická kombinace v čase t_0 , $x=L/2$	16
Obrázek 26: Omezení napětí, charakteristická kombinace v čase t_0 , $x=0$	16
Obrázek 27: Omezení napětí, kvazistálá kombinace v čase t_∞ , $x=L/2$	17
Obrázek 28: Omezení napětí, kvazistálá kombinace v čase t_∞ , $x=0$	17
Obrázek 29: Omezení napětí, vlastní tíha v čase t_0 , $x=L/2$	17
Obrázek 30: Omezení napětí, vlastní tíha v čase t_0 , $x=0$	18
Obrázek 31: Omezení napětí, častá kombinace v čase t_0 , $x=L/2$	18
Obrázek 32: Omezení napětí, častá kombinace v čase t_0 , $x=0$	18
Obrázek 33: Ověření započitatelnosti výztuže pro $x=L/2$	20
Obrázek 34: Ověření započitatelnosti výztuže pro $x=0$	21
Obrázek 35: Půdorys vyztužení horního i dolního povrchu	22
Obrázek 36: Řez vyztužení horního a dolního povrchu	22
Obrázek 37: Průběh celkové posouvající síly V od předpínací síly od předpínací síly $P_{max}=5744,592$ kN	23
Obrázek 38: Průběh primární posouvající síly V od předpínací síly od předpínací síly $P_{max}=5744,592$ kN	23
Obrázek 39: Průběh primární posouvající síly V od předpínací síly od předpínací síly $P_{m\infty(0)''}=4931,44$ kN	23
Obrázek 40: Půdorys vyztužení smykovou výztuží	24
Obrázek 41: interakční diagram stojky	25

SEZNAM PŘÍLOH

P1. Podklady, studie a vizualizace

P1.01 PODKLADY
P1.02 VARIANTA A
P1.03 VARIANTA B
P1.04 VARIANTA C
P1.05 VIZUALIZACE

P2. Přehledné a podrobné výkresy zvoleného návrhu mostu

P2.01 SITUACE
P2.02 PODÉLNÝ ŘEZ A-A'
P2.03 PŘÍČNÝ ŘEZ B-B'
P2.04 PŘÍČNÝ ŘEZ C-C'
P2.05 VÝKRES PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE
P2.06 VÝKRES BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE

P3. Statický výpočet